

Ordre...../F.S.S.A/UAMOB 2017/2018

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
MINISTRE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA RECHERCHE
SCIENTIFIQUE
UNIVERSITE AKLI MOHAND OULHADJE-BOUIRA



Faculté des Sciences et des Sciences Appliquées
Département de Génie Civil

Mémoire de fin d'étude

Présenté par :

Mr. ABDOUNI Mohamed

En vue de l'obtention du diplôme de **Master en :**

Filière : Génie Civil

Option : Structures

Thème :

**Etude d'un bâtiment à deux blocs R+8 en béton armé
séparés par un joint sismique**

Devant le jury composé de :

Mr. HAMI Brahim	MCB	UAMOB	Président
Mr. Kennouche Salim	MCB	UAMOB	Encadreur
Mr. BOUAMRA . Y	MAA	UAMOB	Examinateur
Mr. BELMIHOUB . H	MAA	UAMOB	Examinateur
Mr. MOUGARI Brahim	MAA	UAMOB	Co-encadreur

Année Universitaire 2017/2018

Remerciements

Nous tenons à remercier notre ALLAH, tout puissant, pour nous avoir accordé la santé, la force et la volonté de compléter ce travail.

On remercie très sincèrement **Mr S.KENNOUCHE** et **Mr B.MOUGARI** encadreur et co-encadreur de ce projet qui ont donné des précieux conseils, fruits de leur expérience, qui ont été la base de notre apprentissage et pour avoir dirigé ce travail avec beaucoup d'attention et de disponibilité. Ce fut un réel plaisir de bénéficier à la fois de leur connaissances Scientifiques et techniques mais aussi de ses qualités d'écoute et de pédagogie.

On remercie également les membres de jurys dont les enseignants **B.HAMMI, Y. BOUAMRA** et **H. BELMIHOUB** pour les mis à points et les corrections qui ont été tenu lors de la soutenance.

Mes remerciements les plus sincères à tous nos enseignants qui ont assuré notre formation et toutes les personnes qui ont contribué de près ou de loin à la réalisation de ce mémoire.

Nombreuses sont les personnes qui nous ont apporté leur aide et leur soutien, sans citer leurs noms, nous tenons à leurs présenter mes remerciements les plus sincères.

Dédicaces

Je dédie ce modeste travail

A mon père.

A ma mère.

Mon frère et mes sœurs

Toute la famille

Tous Mes proches, et surtout GHARBI BAYA nesrine, l'exemple de la
fidélité et l'amitié,

À tous mes amis.

Résumé

Ce projet présente une étude détaillée d'un bâtiment de deux blocs à usage multiple constitué d'un RDC+8 étages, implanté à la wilaya de BOUIRA. Cette région est classée en zone sismique «IIa» selon le RPA99 version 2003.

En utilisant des règlements récents de calcul et vérifications du béton armé (B.A.E.L91 modifié en 99, CBA93 et RPA99V2003), cette étude se compose de trois parties :

D'abord, j'ai introduit une description générale du projet avec une présentation des caractéristiques des matériaux et les hypothèses du calcul.

Ensuite, j'ai entamé la phase du pré dimensionnement de la structure, la descente des charges et le calcul des éléments non structuraux.

En fin, j'ai fait une analyse sismique de la structure en utilisant le logiciel ETABS, afin de déterminer les différentes sollicitations dues aux chargements (charges permanentes, d'exploitation et charge sismique), pour étudier les éléments structuraux en finalisant le travail par une conclusion.

Abstract

This project presents a detailed study of a building of two blocks of multiple use consisting of a ground floor + 8 floors, located in the wilaya of BOUIRA. This region is classified in seismic zone "IIa" according to RPA99 version 2003.

Using recent regulations for calculation and verification of reinforced concrete (B.A.E.L91 modified in 99, CBA93 and RPA99V2003), this study consists of three parts:

First, I introduced a general description of the project with a presentation of the characteristics of the materials and the assumptions of the calculation.

Then, I started the pre-dimensioning phase of the structure, the descent of the loads and the calculation of the non-structural elements.

Finally, I made a dynamic and seismic analysis of the structure using the ETABS software, in order to determine the different loads due to the loads (permanent loads, of exploitation and seismic load), to study the structural elements by finalizing the work by a conclusion.

ملخص

يقدم هذا المشروع دراسة تفصيلية لمبنى يتشكل من هيكلين منفصلين ذو استخدام متعدد يتكون من طابق أرضي + 8 طوابق ، يقع في ولاية البويرة. تصنف هذه المنطقة في المنطقة الزلزالية (IIa) وفقا لإصدار (RPA99 / Version 2003) . باستخدام القواعد الحديثة للحساب والتحقق من الخرسانة المسلحة (BAEL91 المعدل سنة 1999 و CBA93) تتكون هذه الدراسة من ثلاثة أجزاء :

أولاً ، قدمت وصفاً عاماً للمشروع مع عرض لخصائص المواد وفرضيات الحساب. بعد ذلك ، بدأت مرحلة الحساب الأولي لأبعاد المبنى ، نزول الأحمال وحساب العناصر الثانوية أخيراً ، قمت بتحليل ديناميكي و زلزالي للمبنى باستخدام برنامج (ETABS) ، من أجل تحديد الأحمال المختلفة بسبب الأحمال (الأحمال الدائمة ، أحمال الإستغلال و الحمل الزلزالي) لدراسة العناصر الهيكلية ، وننهي العمل باستنتاج

Table des matières

Introduction Générale.....	1
I. Chapitre I : Généralités	2
I.1 Présentation de l'ouvrage étudié	2
I.2 Caractéristiques géométriques de la structure	2
I.3 Données du site.....	2
I.4 Conception de la structure du bâtiment	3
I.4.1 Structure de contreventement.....	3
I.4.2 Le plancher.....	3
I.4.3 La cage d'escalier.....	3
I.4.4 Local d'ascenseur.....	4
I.4.5 Maçonnerie.....	4
I.4.6 Revêtement.....	4
Le revêtement est constitué de :.....	4
I.4.7 L'acrotère	4
I.4.8 Terrasse	4
I.5 Caractéristiques mécaniques des matériaux	4
I.5.1 Le béton.....	4
I.5.2 Les aciers.....	8
I.6 Méthode de calcul.....	9
I.6.1 Définition des états limites.....	9
II. Chapitre II : Pré dimensionnement des éléments résistants et descente de charges	14
II.1 Introduction	14
II.2 Pré dimensionnement des éléments secondaires	14
II.2.1 Les planchers.....	14
II.2.2 Les escaliers	16
II.3 Pré-dimensionnement des éléments porteurs principaux	22
II.3.1 Les poutres	22
II.3.2 Les voiles.....	23
II.3.3 Les poteaux	25
III. Chapitre III : Calcul des éléments secondaires	34
III.1 Introduction	34
III.2 Etude des escaliers.....	34
III.2.1 Calcul de ferrailage	34
III.2.2 Etude de la poutre palière brisée	45
III.3 Etude de l'acrotère	51
III.3.1 Évaluation des charges et surcharges	51

III.3.2	Calcul des sollicitations à l'ELU	52
A.	Combinaisons d'actions	52
B.	Calcul des sollicitations à l'ELU	52
III.3.3	l'excentricité totale de calcul [BAEL99 A.4.3,5].....	53
III.3.4	Ferraillage de l'acrotère	54
III.3.5	Schéma de ferraillage de l'acrotère.....	58
III.4	Etude des planchers à corps creux.....	58
III.4.1	Dimensionnement de la poutrelle [BAEL99 A.4.1,3].....	58
III.4.2	Etude des poutrelles	59
III.4.3	Ferraillage des poutrelles	65
III.4.4	Schéma Ferraillage du plancher à corps creux.....	68
III.5	Ferraillage de la dalle de compression	68
III.5.1	Schéma Ferraillage de la dalle de compression.....	69
III.6	Etude du balcon	69
III.6.1	Pré dimensionnement	69
III.6.2	Ferraillage de balcon	69
III.6.3	Schéma de Ferraillage de balcon.....	72
III.7	Etude du porte-à-faux	73
III.7.1	Pré dimensionnement	73
III.7.2	Le ferraillage de porte-à-faux.....	73
D.	Le ferraillage du porte-à-faux	74
III.7.3	Schéma de Ferraillage du porte –à–faux	76
III.8	Etude de la dalle pleine.....	76
III.8.1	Ferraillage de la dalle pleine	77
III.8.2	Schéma de ferraillage de la dalle pleine.....	80
III.9	Etude de la dalle machine.....	81
III.9.1	Pré dimensionnement de la dalle pleine.....	81
III.9.2	Détermine les charges et surcharges	81
III.9.3	Calcul des sollicitations (méthode de PIGEAUD).....	81
III.9.4	Ferraillage de la salle machine.....	84
III.9.5	Schéma de ferraillage de la salle machine	87
IV.	Chapitre IV : Étude dynamique et sismique.....	88
IV.1	Etude dynamique	88
IV.1.1	Présentation du logiciel de calcul <i>ETABS</i>	88
IV.1.2	Modélisation de la structure	89
IV.1.3	Etapas de modélisation.....	89
IV.2	Etude dynamique «Bloc C».....	91

IV.2.1	Caractéristiques géométriques de la structure	91
IV.2.2	Calcul de la période fondamentale	91
IV.2.3	Nombre de modes à considérer	92
IV.2.4	Disposition des voiles.....	92
IV.2.5	Caractéristique massique.....	93
IV.2.6	Caractéristique dynamique	93
IV.2.7	Schéma des modes de vibrations (bloc C)	94
IV.3	Etude sismique «Bloc C»	95
IV.3.1	Généralité	95
IV.3.2	Introduction	95
IV.3.3	Justification du système de contreventement [RPA Art 4.3]	95
IV.3.4	Choix de la méthode de calcul	96
IV.3.5	Méthode d'analyse modale spectrale	96
IV.3.6	Calcul de force sismique total par la méthode statique équivalent	101
IV.3.7	Vérification de la résultante des forces sismiques de calcul [RPA Art 4.3.6]	102
IV.3.8	Distribution de la résultante des forces sismiques selon la hauteur	103
IV.3.9	Vérification des déplacements latéraux inter-étage	104
IV.3.10	Vérification de l'effet (P- Δ)	105
IV.3.11	Justification vis à vis de l'équilibre d'ensemble.....	106
IV.3.12	Vérification de l'effort normal réduit	108
IV.4	Etude dynamique «Bloc D».....	110
IV.4.1	Excentricité accidentelle	110
IV.4.2	Calcul de la période fondamentale	110
IV.4.3	Disposition des voiles.....	110
IV.4.4	Caractéristiques massiques (bloc D)	110
IV.4.5	Caractéristique dynamique.....	111
IV.5	Etude sismique «Bloc D»	112
IV.5.1	Justification du système de contreventement	112
IV.5.2	Spectre de réponse.....	113
IV.5.3	Calcul de l'effort tranchant à la base.....	113
IV.5.4	Combinaisons des réponses modales	114
IV.5.5	Calcul de force sismique total par la méthode statique équivalent	115
IV.5.6	Distribution de la résultante des forces sismiques selon la hauteur	116
IV.5.7	Vérification des déplacements latéraux inter-étage	117
IV.5.8	Vérification de l'effet (P- Δ)	117
IV.5.9	Justification vis à vis de l'équilibre d'ensemble	118
IV.5.10	Vérification de l'effort normal réduit	119
IV.6	Calcul de joint sismique	120

IV.6.1	Définition	120
IV.6.2	Calcul de la largeur du joint sismique[RPA art 5.8]	120
V.	Chapitre V : Ferrailage des éléments structuraux	122
V.1	Introduction	122
V.2	Bloc « C »	122
V.2.1	Ferrailage des poteaux.....	122
V.2.2	Ferrailage des poutres	133
V.2.3	Ferrailage de voile.....	147
V.3	Bloc « D ».....	162
V.3.1	Ferrailage des poteaux.....	162
V.3.2	Ferrailage des poutres	165
VI.	Chapitre VI : Etude de L'infrastructure	173
VI.1	Introduction	173
A.	Différents types des fondations.....	173
B.	Choix de type de fondation	174
VI.2	Bloc « C ».....	174
VI.2.1	Calcul d'un radier général	175
A.	Pré dimensionnement du radier.....	176
VI.2.2	Etude d'un radier nervuré.....	177
A.	Pré dimensionnement du radier nervuré	177
VI.2.3	Ferrailage du radier nervurée	184
VI.2.4	Ferrailage de la nervure.....	189
VI.3	Bloc « D ».....	199
VI.3.1	Détermine le type de fondation	199
B.	Pré dimensionnement de radier	200
C.	Pré dimensionnement de radier nervuré.....	200
VI.3.2	Ferrailage de radier nervurée	206
VI.3.3	Ferrailage des débords.....	214
	Conclusion Générale	215
	Références bibliographiques	217

Liste des tableaux

Tableau I-1: Dosage du béton pour 1m ³	5
Tableau I-2: caractéristiques des aciers utilisés	8
Tableau II-1: dimensionnement de première cage d'escalier (niveau RDC)	18
Tableau II-2: dimensionnement de deuxième cage d'escalier (niveau RDC).....	19
Tableau II-3: dimensionnement de <i>1iere</i> cage d'escalier du <i>1ier</i> et <i>2eme</i> étage	19
Tableau II-4: dimensionnement de <i>2iere</i> cage d'escalier de <i>1ier</i> et <i>2eme</i> étage	20
Tableau II-5: dimensionnement de l'escalier de niveau RDC	21
Tableau II-6: dimensionnement des l'escaliers de <i>1iere</i> étage et <i>2eme</i> étage	21
Tableau II-7: dimensionnement de l'escalier	21
Tableau II-8: pré dimensionnement de voiles	24
Tableau II-9: charge permanente de plancher terrasse inaccessible	27
Tableau II-10 : charge permanente de plancher étage courant.....	28
Tableau II-11 : charge permanente de la dalle pleine	28
Tableau II-12 : charge permanente des murs extérieurs	28
Tableau II-13 : charge permanente des murs intérieurs	29
Tableau II-14:Charge d'exploitations	29
Tableau II-15: dégression des surcharges d'exploitation.....	30
Tableau II-16: Détermination de section de poteau central pour chaque niveau	32
Tableau II-17: Vérification de la résistance au flambement	33
Tableau II-18: Verification selon RPA99	33
Tableau III-1: les sollicitations.....	35
Tableau III-2: les sollicitations de <i>2éme</i> volée.....	42
Tableau III-3: Ferrailage à l'ELU	43
Tableau III-4: Vérification des contraintes	43
Tableau III-5: Combinaison de charge à l'ELU et l'ELS	46
Tableau III-6: les sollicitation	46
Tableau III-7: Férrailage à l'ELU	47
Tableau III-8: Vérification des contraintes	49
Tableau III-9: les valeurs maximales des efforts internes	53
Tableau III-10: Les moment fléchissant en travée et sur appuis à l'ELS	64
Tableau III-11: Les efforts tranchant à l'ELS	64
Tableau III-12: Vérification des contraintes à l'ELS et l'ELU	67
➤ Tableau III-13: Les charges permanentes de balcon.....	69
Tableau III-14: Les sollicitations	70

Tableau III-16: Les sollicitations	74
Tableau III-17: Vérification des contraintes	86
Tableau IV-1: Caractéristiques massique «Bloc C»	93
Tableau IV-2: Caractéristiques dynamiques «Bloc C»	93
Tableau IV-3: Le pourcentage de participation des portiques et des voiles.....	96
Tableau IV-4: Le pourcentage de participation des portiques et des voiles.....	96
Tableau IV-5: Valeurs des pénalités (Pq)	98
Tableau IV-6: Calcul de l'effort tranchant modal à la base «sens longitudinal»	99
Tableau IV-7: Calcul de l'effort tranchant modal à la base «sens transversal».....	99
Tableau IV-8: Combinaisons des réponses modales.....	100
Tableau IV-9: Vérification de la résultante des forces sismiques à la base	102
Tableau IV-10: La distribution de la résultante de la force sismique selon la hauteur sens (x-x)	103
Tableau IV-11: La distribution de la résultante de la force sismique selon la hauteur sens (y-y)	104
Tableau IV-12: Vérification des déplacements inter-étage.....	104
Tableau IV-13: Vérification de l'effet P- Δ	105
Tableau IV-14: Calcul le moment de renversement sens x-x.	106
Tableau IV-15: Calcul le moment de renversement sens y-y.	107
Tableau IV-16: Centre de gravité de la structure	107
Tableau IV-17: Vérification au renversement.....	107
Tableau IV-18: Vérification des poteaux à l'effet de l'effort normal réduit.....	108
Tableau IV-19: Vérification des poteaux à l'effet de l'effort normal réduit.....	108
Tableau IV-20: Caractéristiques massiques	110
Tableau IV-21: caractéristique dynamique.	111
Tableau IV-22: Le pourcentage de participation des portiques et des voiles.....	112
Tableau IV-23: Le pourcentage de participation des portiques et des voiles.....	113
Tableau IV-24: Calcul de l'effort tranchant modal à la base sens longitudinal.	114
Tableau IV-25: Calcul de l'effort tranchant modal à la base sens transversal.....	114
Tableau IV-26: Combinaisons des réponses modales.....	114
Tableau IV-27: Vérification de la résultante des forces sismiques à la base	116
Tableau IV-28: La distribution de la résultante de la force sismique selon la hauteur sens (x-x)	116
Tableau IV-29: La distribution de la résultante de la force sismique selon la hauteur sens (y-y)	116
Tableau IV-30: vérification des déplacements inter-étage.....	117
Tableau IV-31 : vérification de l'effet P- Δ	117
Tableau IV-32: Calcul le moment de renversement sens x-x.	118
Tableau IV-33: Calcul le moment de renversement sens x-x.	118

Tableau IV-34: Centre de gravité de la structure	119
Tableau IV-35 : Vérification au renversement.....	119
Tableau IV-36: Vérification des poteaux à l'effet de l'effort normal réduit.....	119
Tableau IV-37: Vérification des poteaux à l'effet de l'effort normal réduit.....	120
Tableau V-1: Caractéristiques mécaniques des matériaux.....	122
Tableau V-2 :Sollicitations les plus défavorables dans les poteaux, bloc (C)	124
Tableau V-3: Ferrailage longitudinal des poteaux	130
Tableau V-4: Longueur de recouvrement et la longueur de la zone nodale	130
Tableau V-5: calcul de la section d'armature transversale	130
Tableau V-6: Section d'armature transversale adoptée.....	131
Tableau V-7: Vérification des contraintes à l'ELU	131
Tableau V-8: Vérification des contraintes à l'ELS	131
Tableau V-9: Ferrailage à l'ELU	141
Tableau V-10: Vérification des contraintes en travée.....	141
Tableau V-11: Vérification des contraintes sur appuis	142
Tableau V-12: Résultats de ferrailage à l'ELS	142
Tableau V-13: Vérification de la flèche.....	143
Tableau V-14: la section minimale et la section totale maximum des aciers longitudinaux	143
Tableau V-15: Longueur de recouvrement et la zone nodale	144
Tableau V-16: Section des armatures transversales	144
Tableau V-17: Vérification des contraintes à l'ELU	144
Tableau V-18: Résultats de ferrailage.....	145
Tableau V-19: Résultats de ferrailage.....	145
Tableau V-20: Dispositions constructives.....	145
Tableau V-21: Les armatures transversales	145
Tableau V-22: Résultats de ferrailage.....	146
Tableau V-22: Détermine la nature de la section.....	154
Tableau V-23:Résultats de ferrailage.....	155
Tableau V-24: Vérification des contraintes	155
Tableau V-25:Détermine la nature de la section.....	155
Tableau V-26: Résultats de ferrailage.....	156
Tableau V-27: Vérification des contraintes	156
Tableau V-28: Détermine la nature de la section.....	157
Tableau V-29: Résultats de ferrailage.....	157
Tableau V-30: Vérification des contraintes	157

Tableau V-31: Détermine la nature de la section	158
Tableau V-32: Résultats de ferrailage	158
Tableau V-33: Vérification des contraintes	159
Tableau V-34: Détermine la nature de la section	159
Tableau V-35: Résultats de ferrailage	159
Tableau V-22: Vérification des contraintes	160
Tableau V-23: Résultats de ferrailage	160
Tableau V-38: Sollicitations les plus défavorables dans les poteaux.....	162
Tableau V-39: Tableau récapitulatif de calcul de ferrailage longitudinal des poteaux.....	162
Tableau V-40: Longueur de recouvrement et la longueur de la zone nodale	163
Tableau V-41: Les armatures transversales	163
Tableau V-42: Vérification des contrainte à l'ELU	163
Tableau V-43: Vérification des contraintes à l'ELS	163
Tableau V-44: Ferrailage à l'ELU.....	167
Tableau V-45: Longueur de recouvrement et de la zone nodale.....	167
Tableau V-46: Les armatures transversales	167
Tableau V-47: Résultats de ferrailage	168
Tableau V-48: Résultats de ferrailage.....	168
Tableau V-49: Dispositions constructives.....	168
Tableau V-21: Les armatures transversales	168
Tableau V-52: Résultats de ferrailage	169
Tableau V-53: Résultats de ferrailage des voiles «VX1 ; VX2» (L = 4,5m; e = 0,25m).....	170
Tableau V-54: Résultats de ferrailage de voile «VX3» (L = 4,2m; e = 0,25m)	171
Tableau V-55: Résultats de ferrailage de voile «VY1» (L = 2m; e = 0,25m)	171
Tableau V-56: Résultats de ferrailage de voile «VY2; VY3; VY5» (L = 3,2m; e = 0,25m).....	172
Tableau V-57: Résultats de ferrailage de voile « VY4 ; VY6» (L = 3,3m; e = 0,25m).....	172
Tableau VI-1: Vérification de la stabilité au renversement du radier	183
Tableau VI-2: Vérification de la stabilité au renversement de radier	183
Tableau VI-3: Les moments en travée et sur appuis	186
Tableau VI-4: Ferrailage à l'ELU	187
Tableau VI-5: Vérification des contraintes à l'ELS	188
Tableau VI-6 : Ferrailage à l'ELS.....	188
Tableau VI-7 : Les charges supportées par la poutre la plus sollicitée (sens x-x)	190
Tableau VI-8 : Les charges supportées par la poutre la plus sollicitée (sens y-y)	190
Tableau VI-9 : Les charges supportées par la poutre la plus sollicitée (sens x-x)	191

Tableau VI-10 : Les charges supportées par la poutre la plus sollicitée (sens y-y)	191
Tableau VI-11 : Les sollicitations	193
Tableau VI-12 : Ferrailage à l'ELU	194
Tableau VI-13 : Les armatures transversales	195
Tableau VI-14 : Vérification des contraintes à l'ELU	196
Tableau VI-15 : Vérification des contraintes à l'ELS	197
Tableau VI-16 : Ferrailage à l'ELS	198
Tableau VI-17 : Vérification au poinçonnement sous poteau et voile	204
Tableau VI-18: Vérification de la stabilité au renversement du radier	205
Tableau VI-19: Vérification des contraintes dans le sol	205
Tableau VI-20: Les moment en travée et sur appuis	207
Tableau VI-21: Ferrailage à l'ELU	208
Tableau VI-22: Vérification des contraintes à l'ELS	208
Tableau VI-23 : Ferrailage à l'ELS	208
Tableau VI-24 : Les charges supportées par la poutre la plus sollicitée (sens x-x)	210
Tableau VI-25 : Les charges supportées par la poutre la plus sollicitée (sens y-y)	210
Tableau VI-26 : Les charges supportées par la poutre la plus sollicitée (sens x-x)	210
Tableau VI-27 : Les charges supportées par la poutre la plus sollicitée (sens x-x)	211
Tableau VI-28 : Les sollicitations	211
Tableau VI-29 : Résultats de ferrailage à l'ELU	213
Tableau VI-30 : Vérification des contraintes à l'ELS	213
Tableau VI-31 : Résultats de ferrailage à l'ELS	213
Tableau VI-32 : La section des armatures transversales	214
Tableau VI-33 : Vérification des contraintes à l'ELU	214
Tableau VI-34 : Ferrailage à L'ELU	215
Tableau VI-35 : Vérification à l'ELS	215
Tableau VI-36 : Ferrailage à l'ELS	215

Liste des figures

Figure I-1 : éprouvettes normalisées	6
Figure I-2: Evolution de la résistance f_{cj} en fonction de l'âge du béton	6
Figure I-3: Evolution de la résistance à la traction f_{tj} en fonction de celle à la compression f_{cj}	7
Figure I-4: Diagramme des déformations limites de la section	10
Figure I-6: diagramme de calcul (Parabole rectangle)	10
Figure I-7: Diagramme rectangulaire simplifié.....	10
Figure I-8: Diagramme contraintes déformations.	12
Figure I-9: Diagramme contrainte - déformation du béton de calcul à l'ELS	13
Figure II-1 : l'épaisseur du plancher corps creux	15
Figure II-2 :Schéma d'un escalier.....	16
Figure II-3: Schéma des escaliers de différent niveau de bloc « C »	17
Figure II-4: Schema statique des volées.....	17
Figure II-5: Schéma des escaliers du différent niveau de bloc D.....	20
Figure II-6: la section des poutres principales	22
Figure II-7: la section des poutres secondaires.	23
Figure II-8: Coupe de voile en élévation.....	24
Figure II-9: Coupe de voiles en plan.....	24
Figure II-10: détail des constituants du plancher terrasse inaccessible.....	27
Figure II-11: détail des constituants du plancher étage courant.....	27
Figure II-12: Mur extérieur à double cloison et Mur intérieur.....	28
Figure II-13: La loi de dégression des charges	30
Figure II-14: Les surfaces revenant au poteau le plus sollicité	31
Figure III-1: Diagramme des moments fléchissant et des efforts tranchants à l'ELU.....	35
Figure III-2: Diagramme des moments fléchissant à l'ELS.....	35
Figure III-3: schéma de ferrailage.....	44
Figure III-4: schéma de ferrailage de la poutre palière brisée.	51
Figure III-5: schéma de l'acrotère.	51
Figure III-6: Diagramme des corps libre.....	52
Figure III-7: Diagrammes des efforts internes.	53
Figure III-8: Diagramme des contraintes	56
Figure III-9: Schémas de ferrailage de l'acrotère.	58
Figure III-10: Schéma statique à l'ELU.....	60
Figure III-11: Schéma statique à l'ELS.....	60
Figure III-12: Diagramme des efforts tranchants et moments fléchissants à l'ELU	64

Figure III-13: diagramme des efforts tranchant et moments fléchissant à l'ELS	65
Figure III-14: Schéma de ferrailage de plancher à corps creux	68
Figure III-15: Schéma de Ferrailage de la dalle de compression.....	69
Figure III-16: Schéma de ferrailage de balcon «coupe transversale»	72
Figure III-17: Schéma de Ferrailage de balcon.....	72
Figure III-15: charge permanente de porte-à-faux	73
Figure III-17: Schémas de ferrailage du porte-à-faux.....	76
Figure III-18: Schéma de ferrailage de la dalle pleine.....	80
Figure III-19: schéma de Ferrailage de la dalle du local machine	87
Figure IV-1: Schéma d'emplacement des voiles «Bloc C»	92
Figure IV-3: Deuxième mode de vibration	94
Figure IV-2: Premier mode de vibration.....	94
Figure IV-4: troisième mode de vibration.....	95
Figure IV-5 : Spectre de réponse.....	98
Figure IV-6: Schéma d'emplacement des voiles.....	110
Figure IV-7: Premier mode de vibration	111
Figure IV-8: Deuxième mode de vibration	112
Figure IV-9: Troisième Mode De Vibration	112
Figure IV-10: Sepectre de réponse.....	113
Figure IV-10: Largeur d'un joint sismique	120
Figure V-1: Schéma de ferrailage des poteaux	132
Figure V-2: Schéma d'emplacement des poutres.....	133
Figure V-3: diagramme des moments et les combinaisons correspondants.....	134
Figure V-4: diagramme des efforts tranchants et les combinaisons correspondantsF	134
Figure V-5: diagramme des moments à l'ELS	135
Figure V-6: les sollicitations les plus défavorables dans les poutres liées aux voiles	135
Figure V-7: diagramme des moments et les combinaisons correspondants.....	135
Figure V-8: diagramme des efforts tranchants et les combinaisons correspondants	135
Figure V-9: diagramme des moments à l'ELS	135
Figure V-10: les sollicitations les plus défavorables dans les poutres liées aux voiles	136
Figure V-11: Longueur de la zone nodale.....	139
Figure V-12: Exemple de schéma de ferrailage des poutre principales.....	146
Figure V-13: Exemple de schéma de ferrailage des poutres secondaires	146
Figure V-14: Schéma d'emplacement des voiles	147
Figure V-15: Disposition des armatures verticales dans le voile.....	148

Figure V-16: Le ferrailage de voile.....	161
Figure V-17: Schéma de ferrailage des poteaux	164
Figure V-18: Schéma d'emplacement des poutres.....	165
Figure V-19: diagramme des moments et les combinaisons correspondants.....	165
Figure V-20: diagramme des efforts tranchants et les combinaisons correspondants	165
Figure V-21: diagramme des moments à l'ELS	166
Figure V-22: les sollicitations les plus défavorables dans les poutres liées aux voiles	166
Figure V-23: diagramme des moments et les combinaisons correspondants.....	166
Figure V-24: diagramme des efforts tranchants et les combinaisons correspondants	166
Figure V-25: diagramme des moments à l'ELS	166
Figure V-26: les sollicitations les plus défavorables dans les poutres liées aux voiles	167
Figure V-27: Exemple de schéma de ferrailage des poutre principales.....	169
Figure V-28: Exemple de schéma de ferrailage des poutres secondaires	169
Figure V-29:Schéma d'emplacement des voiles.....	170
Figure V-30: schéma de ferrailage de voile VY1	173

Introduction Générale

Introduction Générale

Le projet de fin d'études approuve la dernière étape de la formation master en génie civil disposé à l'université du colonel Akli Mohand Oulhadj de BOUIRA. Ce mémoire étudie un bâtiment composé de deux blocs en béton armé (R+8) à usage multiple selon les normes données par les documents techniques réglementaires de performance, de résistance et de stabilité constructives, tout en basant sur la compatibilité de chacun avec l'autre.

L'ingénieur en génie civil envisage de participer à un développement plus technique de la construction en choisissant des dimensions exactes, non surdimensionné et des alternatives moins coûteuses.

N'ayant jamais travaillé dans ce domaine, on a voulu découvrir une nouvelle façon de construire les bâtiments et on s'est donc tournés vers tous les experts de ce domaine pour y apprendre le déroulement de ces constructions.

Les expériences vécues, concluent que la vision des acteurs de la maîtrise d'ouvrage en Algérie a sensiblement basé sur l'application incontestable des guides du calcul des structures en béton armé BAEL 91 et CBA 93 qui permettent de spécifier en résultats numériques les dimensions des éléments, mais avec une inspection des principes de la conception parasismique et les conditions minimales du RPA99_2003 qui constituent en fait une actualisation qui s'avère nécessaire et bien adapté à la localité qui caractérise le véritable choix vis-à-vis du séisme Algérien, ceci figure l'immense charge imprévu que peut subir et détruire la structure.

De ce fait on a bien avantagé l'aspect technique de l'économique en adoptant effectivement le choix maximal et final résultat des règlements cités.

L'enchaînement de ce travail est le suivant :

- Les trois premiers chapitres traitent la description de l'ouvrage et le pré-dimensionnement des éléments ainsi que le calcul des éléments secondaires
- Le quatrième chapitre présente l'étude de l'action sismique sur la structure.
- Le cinquième chapitre est axé sur le calcul du ferrailage des portiques et des voiles.
- Le sixième chapitre concerne l'étude de l'infrastructure.

CHAPITRE I

Généralités

Chapitre I : Généralités

I.1 Présentation de l'ouvrage étudié

L'ouvrage faisant l'objet de notre étude est un bâtiment (R+8) à usage multiple, constitué de deux blocs (C, D) séparés par un joint sismique, faisant partie d'un programme 134 logements avec commerces et services (LPA), **AWGRFU BOUIRA** étant le maître de l'ouvrage. Le bâtiment est composé de:

- Rez-de-chaussée à usage commercial.
- Du 1^{er} au 2^{ème} étage usage service.
- Du 3^{er} au 8^{ème} étage usage d'habitation.

Dont le lieu d'implantation est la wilaya de **BOUIRA**, Ce bâtiment est situé dans une zone de moyenne sismicité (**Zone IIa selon le RPA99/Version2003**), la structure du bâtiment présente une irrégularité en plan pour toute la structure. La structure de l'ouvrage à étudier est mixte en béton armé (portiques-voiles) avec interaction.

I.2 Caractéristiques géométriques de la structure

❖ Dimensions en élévation

• Blocs C et D

La hauteur totale : 31,62m

Hauteur de RDC $\begin{cases} 4,76\text{m (bloc C)} \\ 3,74\text{m (bloc D)} \end{cases}$

Hauteur de 1^{er} et 2^{ème} : 4,08m

Hauteur des autres étages: 3,06m

❖ Dimensions en plan

• Bloc C

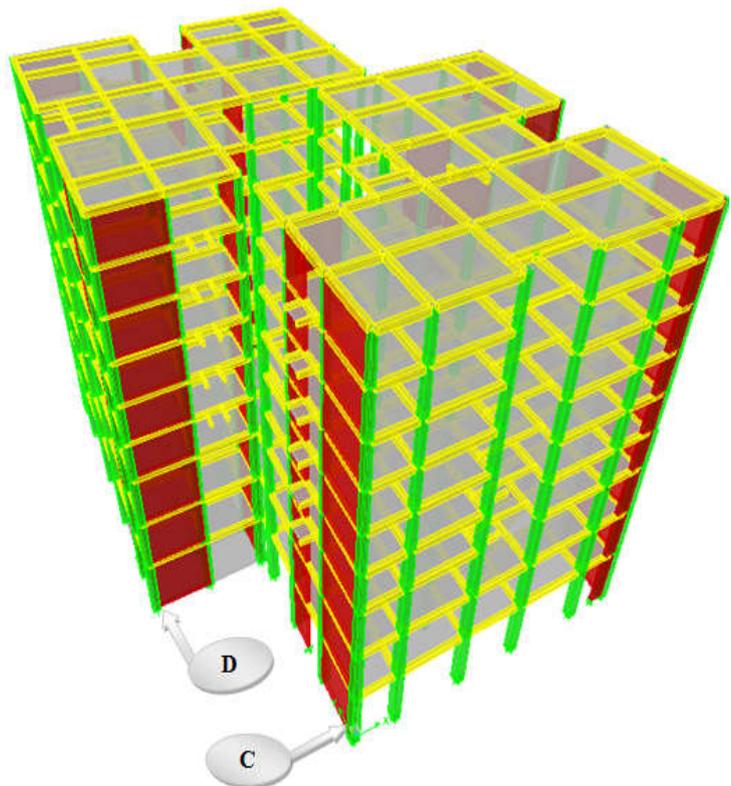
Longueur totale : 23,1m

Largeur totale : 22,9m

• Bloc D

Longueur totale : 23,1m

Largeur totale : 22,9m



Vue en 3D avec ETABS

I.3 Données du site

- Le bâtiment est implanté dans une zone classée par le RPA 99/version 2003 comme zone de moyenne sismicité (Zone IIa).
- L'ouvrage appartient au groupe d'usage 2.
- Le site est considéré comme site meuble : catégorie S3.
- La contrainte admissible du sol $\sigma_{sol} = 1,8$ bars.

I.4 Conception de la structure du bâtiment

I.4.1 Structure de contreventement

D'après les conditions de l'article A.3.4 pour les structures en béton armé, on ne peut pas adopter un contreventement par portique auto stable puisque la hauteur totale du bâtiment dépasse les 17 m. Par conséquent, nous avons opté pour un contreventement mixte assuré par des voiles et des portiques avec justification d'interaction portiques voiles.

Pour ce genre de contreventement, il y a lieu également de vérifier les conditions suivantes :

- Les voiles de contreventement doivent reprendre au plus de 20% des sollicitations dues aux charges verticales.
- Les charges horizontales sont reprises conjointement par les voiles et les portiques proportionnellement à leurs rigidités relatives ainsi que les sollicitations résultant de leurs interactions à tous les niveaux.
- Les portiques doivent reprendre, outre les sollicitations dues aux charges verticales, au moins 25% de l'effort tranchant d'étage.

I.4.2 Le plancher

Les planchers sont de deux types :

a- Planchers à corps creux

Ce type de plancher est constitué de poutrelles préfabriquées en béton armé ou bétonné sur place espacées de 60cm de corps creux (hourdis) et d'une table de compression en béton armé.

Nous avons opté pour tout les niveaux ce type des planchers et il est utilisé pour les raisons suivants:

- Facilité de réalisation lorsque les portées de l'ouvrage ne sont pas importantes
- Diminution du poids de la structure et par conséquent la résultante de la force sismique
- Une économie du coût de coffrage (coffrage perdu constitué par le corps creux)

b- Planchers en dalle pleine

Pour certaines zones, j'ai opté pour des dalles pleines (porte-à-faux, balcon, escaliers, salle machine)

I.4.3 La cage d'escalier

La cage d'escalier permet l'accès du niveau RDC jusqu' à 8^{eme} étages. Le bâtiment comporte deux types d'escaliers, escalier a trois volées et escalier a deux volées

I.4.4 Local d'ascenseur

L'ascenseur est un appareil élévateur permettant le déplacement vertical (elle fait le mouvement de vas et Vien) et accès aux différents niveaux du bâtiment, il est composé essentiellement de la cabine et de sa machinerie.

I.4.5 Maçonnerie

a. Murs extérieurs

Ils sont réalisés en doubles cloisons de briques creuses de (15x10) cm d'épaisseur avec une lame d'air de 5 cm.

b. Murs intérieurs

Ils sont réalisés en briques creuses de 10 cm d'épaisseur.

I.4.6 Revêtement

Le revêtement est constitué de :

- Enduit en plâtre pour les plafonds.
- Enduit en ciment pour les murs extérieurs et les cloisons.
- Revêtement à carrelage pour les planchers.
- Le plancher terrasse sera recouvert par une étanchéité multicouche imperméable évitant la pénétration des eaux pluviales.

I.4.7 L'acrotère

Comme la terrasse est inaccessible, le dernier niveau du bâtiment est entouré d'un acrotère en béton armé de 50 cm de hauteur et de 20 cm d'épaisseur. L'acrotère a pour buts d'assurer la sécurité et d'empêcher l'écoulement des eaux pluviales stagnées dans la terrasse sur la façade.

I.4.8 Terrasse

Terrasse inaccessible.

I.5 Caractéristiques mécaniques des matériaux

Les matériaux de structure jouent incontestablement un rôle important dans la résistance des constructions. Leur choix est souvent le fruit d'un compromis entre divers critères tel que; le coût, la disponibilité sur place et la facilité de mise en œuvre du matériau prévalent généralement sur le critère de résistance mécanique. Ce dernier est en revanche décisif pour les constructions de grandes dimensions.

I.5.1 Le béton

On appelle béton le matériau constitué par un mélange, dans des proportions convenables de ciment, de granulats (sable et graviers), d'eau et éventuellement d'adjuvants. Il présente une très bonne résistance à la compression. Par contre il a une mauvaise résistance à la traction.

I.5.1.1 Les compositions du béton

a- Ciment

Le ciment joue le rôle entre produits employés dans la construction.

La qualité du ciment et ses particularités dépendent des proportions de calcaire et d'argile ou de bauxite et la température de cuisson du mélange.

b- Granulats

Les granulats comprennent les sables et les graviers.

➤ Sables

Les sables sont constitués par des grains provenant de la désagrégation des roches, la grosseur de ces grains est généralement inférieure à 5 mm. Un bon sable contient des grains de tout calibre mais doit avoir d'avantage de gros grains que de petits.

➤ Pierrailles

Elles sont constituées par des grains rocheux dont la grosseur est généralement comprise entre 5 et 25 à 30 mm.

Elles doivent être dures, propres et non gélives. Elles peuvent être obtenues par concassage de roches dures (matériaux concassés).

I.5.1.2 Le dosage de béton

On propose la composition suivante pour $1m^3$ de béton basée sur une estimation de densité moyenne de gravier et de sable en utilisant un dosage en ciment qui permet d'obtenir une résistance à la compression égale environ les 25MPa.

Tableau I-1: Dosage du béton pour $1m^3$

Composants	Gravies 5/25	Sable 0/5	Ciment	Eau
Volume	800 L	400 L	7 sacs	175 L
Poids (kg)	1200	600	350	175

I.5.1.3 Résistance mécanique du béton

I.5.1.3.1 Résistance caractéristique à la compression [CBA93 A2.1.1.1]

Un béton est défini par une valeur de sa résistance à la compression déterminée à partir d'essais de compression axiale, sur des éprouvettes normalisées (16 x 32) cm, à l'âge de 28 jours, dite valeur caractéristique requise (ou spécifiée). Celle-ci notée f_{c28} .

Lorsque les sollicitations s'exercent sur un béton dont l'âge de « j » jours (en cours d'exécution) est inférieur 28 on se réfère à la résistance caractéristique f_{cj} obtenue au jour considéré, elle est évaluée par les formules suivantes:

❖ Pour des résistances $f_{c28} \leq 40\text{MPa}$

$$\left\{ \begin{array}{l} f_{cj} = \frac{j}{4,76+0,83j} f_{c28} \dots\dots\dots \text{si } j < 28 \text{ jours.} \\ f_{cj} = 1,1 f_{c28} \dots\dots\dots \text{si } 28 < j \leq 60 \text{ jours} \end{array} \right.$$

❖ Pour des résistances $f_{c28} > 40\text{MPa}$

$$\left\{ \begin{array}{l} f_{cj} = \frac{j}{1,40+0,95j} f_{c28} \dots\dots\dots \text{si } j < 28 \text{ jours.} \\ f_{cj} = f_{c28} \dots\dots\dots \text{si } j > 28 \text{ jours.} \end{array} \right.$$

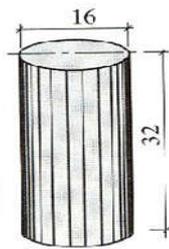


Figure I-1 : éprouvettes normalisées

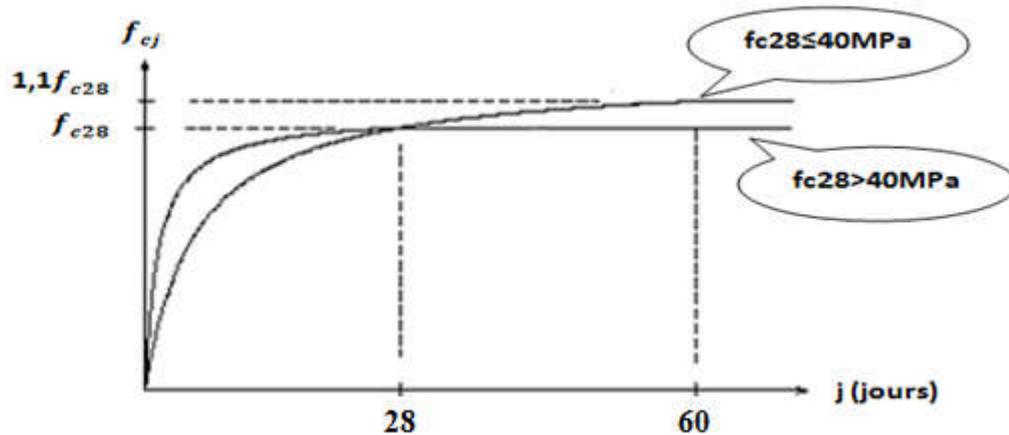


Figure I-2: Evolution de la résistance f_{cj} en fonction de l'âge du béton

I.5.1.3.2 Résistance caractéristique à la traction [CBA93 A2.1.1.1]

La résistance caractéristique à la traction du béton a « j » jours, notée f_{tj} est conventionnellement définie par la relation:

$$\left\{ \begin{array}{l} f_{tj} = 0,6 + 0,06 f_{cj} \dots\dots\dots \text{si } j \leq 28 \text{ jours.} \\ f_{tj} = 0,275 (f_{cj})^{\frac{2}{3}} \dots\dots\dots \text{si } j > 28 \text{ jours.} \end{array} \right.$$

Pour: $f_{cj} = f_{c28} = 25\text{MPa} \Rightarrow f_{tj} = f_{t28} = 2,1 \text{ MPa}$

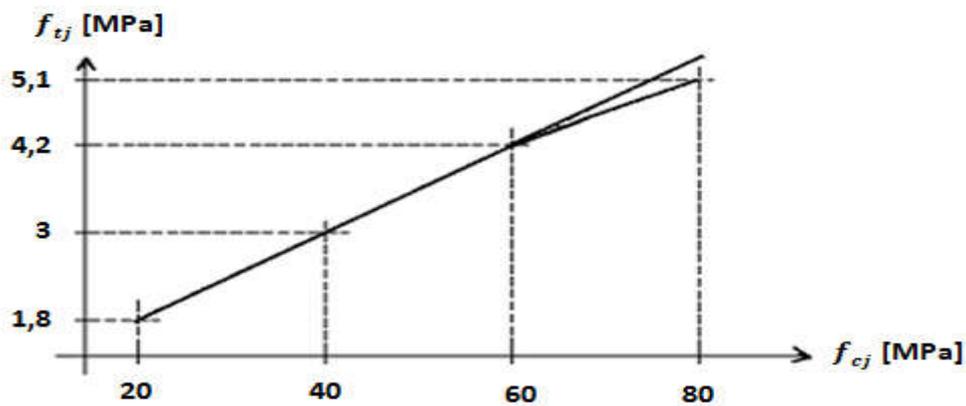


Figure I-3: Evolution de la résistance à la traction f_{tj} en fonction de celle à la compression f_{cj}

I.5.1.3.3 Module de déformation longitudinale

On distingue les modules de Young instantané (E_{ij}) et différé (E_{vj}). Le module instantané est utilisé pour les calculs sous chargement instantané de durée inférieure à 24 heures. Pour des chargements de longue durée (cas courant), on utilisera le module différé, qui prend en compte artificiellement les déformations de fluage du béton. Celles-ci représentant approximativement deux fois les déformations instantanées, le module différé est pris égal à trois fois le module instantané ($E_{ij}=3E_{vj}$). Le module de Young différé du béton dépend de la résistance caractéristique à la compression du béton.

➤ Module de déformation instantanée [BAEL91 A2.1.2.1]

Sous les contraintes normales d'une durée d'application inférieure à 24 heures, le module de déformation longitudinale instantané du béton âgé de « j » jours note E_{ij} est égale à :

$$E_{ij} = 11000 \sqrt[3]{f_{cj}}$$

$$\text{Pour: } f_{cj} = f_{c28} = 25\text{MPa} \Rightarrow E_{i28} = 11000 \sqrt[3]{f_{c28}} = 23164,2 \text{ MPa}$$

➤ Module de déformation différée [BAEL91 A2.1.2.2]

Sous des contraintes de longue durée d'application, le module de déformation longitudinale différé qui permet de calculer la déformation finale du béton est donné par la formule :

$$E_{vj} = 3700 \sqrt[3]{f_{cj}}$$

$$\text{Pour: } f_{cj} = f_{c28} = 25\text{MPa} \Rightarrow E_{v28} = 3700 \sqrt[3]{f_{c28}} = 10818.865 \text{ MPa}$$

I.5.1.3.4 Module de déformation transversale

Le module de déformation transversale noté « G » est donné par la formule suivante:

$$G = \frac{E}{2(1+\nu)}$$

Avec:

$$\left\{ \begin{array}{l} E: \text{ module de YOUNG} \\ \nu: \text{ coefficient de poisson} \end{array} \right.$$

I.5.1.3.5 Coefficient de poisson [BAEL91 A2.1,3]

Lorsqu'on soumet une éprouvette, de longueur l , à un effort de compression, il se produit un raccourcissement Δl , d'où un raccourcissement relatif $(\frac{\Delta l}{l_0})$. Par contre, une dimension transversal α de la section devient $(d + \Delta d)$, d'où un allongement relatif $(\frac{\Delta d}{d_0})$. On appelle coefficient de poisson, le rapport:

$$\frac{\Delta d/d_0}{\Delta l/l_0} = \frac{\text{déformation transversale}}{\text{déformation longitudinale}}$$

$\nu = 0 \rightarrow$ pour le calcul des sollicitations (ELU).

$\nu = 0,2 \rightarrow$ pour le calcul des déformations (ELS).

I.5.2 Les aciers

L'acier est constitué d'au moins deux éléments, le fer, très majoritaire, et le carbone, dans des proportions comprises entre 0,02 % et 2 % en masse.

C'est essentiellement la teneur en carbone qui confère à l'alliage les propriétés du métal qu'on appelle « acier ». Sa densité varie donc autour de celle du fer (7,32 à 7,86), suivant sa composition chimique et ses traitements thermiques. Le module d'élasticité longitudinal de l'acier est pris égale à : $E_s = 200000\text{MPa}$, indépendamment de son composition. Les autres propriétés varient énormément en fonction de leur composition, du traitement thermo-mécanique et des traitements de surface auxquels ils ont été soumis.

Son rôle est d'absorber les efforts de traction, de cisaillement et de torsion, On distingue deux types d'aciers :

- Acier doux ou mi – durs pour 0,15 à 0,25% de carbone.
- Acier dur pour 0,25 à 0,40% de carbone.

I.5.2.1 Caractéristiques des aciers utilisés

Dans notre cas les armatures utilisées sont de types :

Tableau I-2: caractéristiques des aciers utilisés

Type d'acier	Acier en barre		Aciers en treillis
	Rond lisse FeE235	Haute adhérence FeE400	Treillis soudé TL520 ($\varnothing \leq 6\text{mm}$)
Nomination			
Symbole	RL	HA	TS
Limite d'élasticité Fe [MPa]	235	400	520
Résistance a la rupture	410 – 490	480	550
Allongement relatif a la rupture [%o]	22	14	8
Coefficient de scellement [Ψ]	1	1,5	1

I.6 Méthode de calcul

La connaissance plus précise du comportement du matériau béton armé acquise à la suite de nombreux essais effectués dans les différents pays a permis une modification profonde des principes des méthodes de calcul et a conduit à la méthode de calcul aux états limites.

I.6.1 Définition des états limites

Un ouvrage doit être conçu et calculé de manière à présenter durant toute sa durée d'exploitation des sécurités appropriées vis-à-vis : Sa ruine totale ou partielle.

D'un comportement en service susceptible d'affecter gravement sa durabilité, son aspect, ou encore le confort des usagers. Les états limites sont classés en deux catégories :

I.6.1.1 Etat limite ultime l'ELU

Correspond à la ruine de l'ouvrage ou de l'un de ces éléments par perte d'équilibre statique, rupture, flambement. C'est-à-dire :

- Etat limite d'équilibre qui concerne la stabilité de l'ouvrage.
- Etat limite de résistance qui concerne le non rupture de l'ouvrage.
- Etat limite ultime de stabilité des formes (flambement) qui concerne les pièces élancées soumises à l'effort de compression axiale.

I.6.1.1.1 Hypothèse de calcul à L'ELU [CBA93 A4.3.2]

- Les sections planes avant déformation restent planes après déformation.
- Pas de glissement relatif entre les armatures et le béton.
- La résistance du béton à la traction est négligée.
- Le raccourcissement du béton est limité à :

$$\varepsilon_{bc} = 2\text{‰ en flexion composée.}$$

$$\varepsilon_{bc} = 3,5\text{‰ en compression simple.}$$

- L'allongement de l'acier est limité à $\varepsilon_s = 10\text{‰}$.
- Les diagrammes déformations- contraintes sont définis pour:
 - Le béton en compression.
 - L'acier en traction et en compression.
- Le rapport des modules d'élasticités longitudinaux de l'acier et de béton est pris égal à :

$$\left(n \frac{E_s}{E_b} = 15\right), \quad n : \text{est appelé coefficient d'équivalence.}$$

I.6.1.1.2 Règle des trois pivots [BAE91 P83]

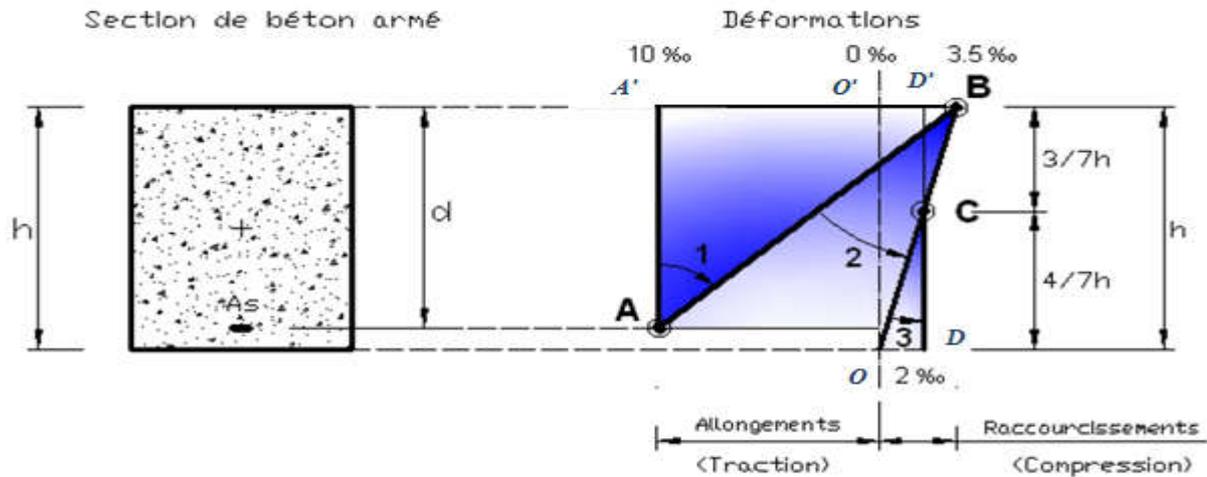


Figure I-4: Diagramme des déformations limites de la section

I.6.1.1.3 Diagramme contrainte – déformation du béton

Le diagramme contraintes déformations du béton pouvant être utilisé dans tout les cas, est le diagramme de calcul dit : (Parabole rectangle), il comporte un arc de parabole qui s’étend de l’origine des coordonnées ou $\epsilon_{bc} = 2\text{‰}$ et $\sigma_{bc} = f_{bu}$ suivi d’un segment de droite parallèle à l’axe des déformations et tangent à la parabole à son sommet.

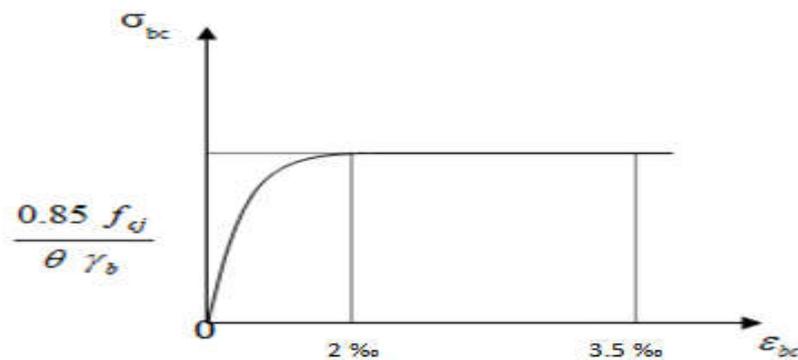


Figure I-5: diagramme de calcul (Parabole rectangle)

✓ Lorsque la section est partiellement comprimée, on peut utiliser un diagramme rectangulaire simplifié:

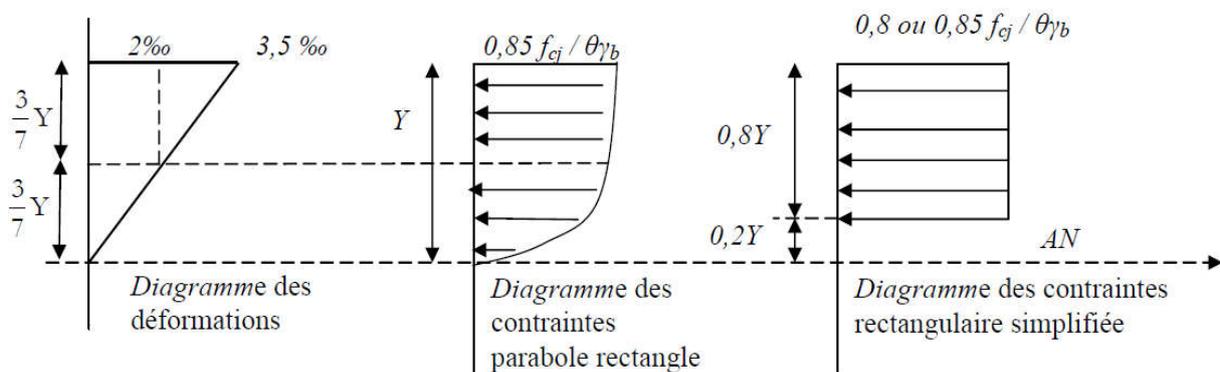


Figure I-6: Diagramme rectangulaire simplifié

I.6.1.1.4 Contrainte limite à l'état limite ultime [CBA93 A4.3.4]

la valeur de calcul de contrainte limite du béton en compression est donné par:

$$f_{bu} = \frac{0,85 f_{c28}}{\theta \gamma_b}$$

Avec:

f_{bu} : Contrainte de calcul pour $2‰ \leq \epsilon_{bc} \leq 3,5‰$

ϵ_{bc} : Déformation du béton en compression.

γ_b : Coefficient de sécurité.

$$\begin{cases} \gamma_b = 1,5 : \text{situations normales} \\ \gamma_b = 1,15 : \text{situations accidentelles} \end{cases}$$

θ : coefficient qui tient compte de la durée d'application des charges

$$\begin{cases} \theta = 0,9 & \dots\dots\dots 1\text{h} < \text{La durée} < 24 \text{ h} \\ \theta = 0,85 & \dots\dots\dots \text{La durée} < 1\text{h} \\ \theta = 1 & \dots\dots\dots \text{La durée} > 24 \text{ h} \end{cases}$$

- Pour notre cas: $f_{c28} = 25\text{MPa}$, on obtient :

$$\begin{cases} f_{bu} = 14,2\text{MPa} & \dots\dots\dots \text{situations normales.} \\ f_{bu} = 21,74\text{MPa} & \dots\dots\dots \text{situations accidentelles.} \end{cases}$$

I.6.1.1.5 Contrainte de cisaillement**a- La contrainte ultime de cisaillement [CBA93 A5.1.1]**

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 d}$$

Avec:

$$\begin{cases} V_u : \text{La valeur de calcul de l'effort tranchant vis – a – vis de l'état limite ultime.} \\ b_0 : \text{La largeur de la pièce.} \\ d : \text{La hauteur utile de la poutre.} \end{cases}$$

b- Contrainte limite ultime de cisaillement [CBA.93 A5.1.2.1.1]**- Fissuration peu préjudiciable**

$$\bar{\tau}_u = \min \left(\frac{0,20 f_{cj}}{\gamma_b} ; 5\text{MPa} \right)$$

$\bar{\tau}_u = 3,33\text{MPa}$: situation normale.

$\bar{\tau}_u = 4,35\text{MPa}$: situation accidentelle.

- Fissuration préjudiciable ou très préjudiciable

$$\bar{\tau}_u = \min \left(\frac{0,15 f_{cj}}{\gamma_b} ; 4\text{MPa} \right)$$

$\bar{\tau}_u = 2,5\text{MPa}$: situation normale.

$\bar{\tau}_u = 3,26\text{MPa}$: situation accidentelle.

I.6.1.1.6 Diagramme contrainte – déformation de l’acier l’ELU

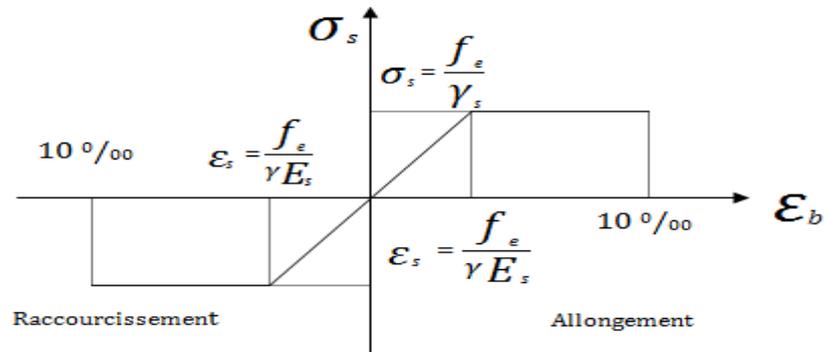


Figure I-7: Diagramme contraintes déformations.

I.6.1.1.7 Contrainte limite des Aciers l'ELU

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s}$$

Avec :

$\gamma_s = 1,5$: pour les situations normales

$\gamma_s = 1$: pour la situation accidentelle

- Pour les aciers a hautes adhérence

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_s = 348\text{MPa} \dots\dots\dots \text{Situations normales} \\ \sigma_s = 400\text{MPa} \dots\dots\dots \text{Situations accidentelles} \end{array} \right.$$

- Pour les ronds lisses

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_s = 204,34\text{MPa} \dots\dots\dots \text{Situations normales} \\ \sigma_s = 235\text{MPa} \dots\dots\dots \text{Situations accidentelles} \end{array} \right.$$

I.6.1.2 Etat limite de service l'ELS

Il correspond à des critères dont le non respect ne permet pas à l’élément d’être exploité dont des conditions satisfaisantes, il comprend trois cas:

- Etat limite de service d’ouverture des fissures.
- La corrosion des armatures insuffisamment protégés, comprenette la durabilité de l’ouvrage, des fonctions d’étanchéité ou des critères esthétiques d’aspect extérieur peuvent également ne pas être respectés.
- Etat limite de service de déformation : des déformations trop importantes de l’ouvrage peuvent créer des désordres, fissuration des cloisons ou de carrelage sur une dalle trop fléchie par exemple.

I.6.1.2.1 Hypothèse de calcul à L'ELS

Les déformations nécessaires pour atteindre l'ELS sont relativement faibles et on suppose donc que le béton reste dans le domaine élastique. On adopte pour cela, la loi de Hooke de l'élasticité pour décrire le comportement du béton à l'ELS, avec pour des charges de longue durée $E_b = E_{vj}$ et $\nu = 0,2$. La résistance mécanique du béton tendu est négligée. De plus, on adopte en général une valeur forfaitaire pour le module de Young du béton égale à 1/15 de celle de l'acier.

I.6.1.2.2 Diagramme contrainte – déformation du béton à l'ELS

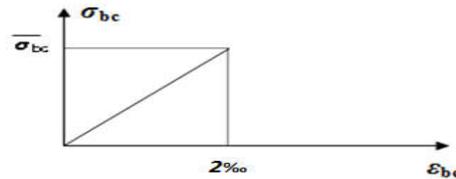


Figure I-8: Diagramme contrainte - déformation du béton de calcul à l'ELS

La contrainte de compression de béton à l'ELS est limitée par :

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0,6f_{c28} = 15\text{MPa}$$

I.6.1.2.3 Contrainte limite de l'acier (ELS)

- Fissuration peu préjudiciable: $\rightarrow \bar{\sigma}_{s1} = f_e$: pas de limitation de la contrainte de l'acier.
- Fissuration préjudiciable: $\rightarrow \bar{\sigma}_{s2} = \min \left\{ \frac{2}{3}f_e ; \max (0,5f_e ; 110 \sqrt{\eta \cdot f_{tj}}) \right\}$
- Fissuration très préjudiciable: $\rightarrow \bar{\sigma}_{s3} = 0,8\bar{\sigma}_{s2}$

Avec:

η : coefficient de fissuration

$\eta = 1$: pour des ronds lisses (RL) $\eta = 1,6$: pour les hautes adhérences avec $\Phi \geq 6$ mm (HA)

CHAPITRE II

Pré dimensionnement des éléments résistants et descente de charges

Chapitre II : Pré dimensionnement des éléments résistants et descente de charges

II.1 Introduction

Le pré dimensionnement des éléments résistants (Les planchers, Les poutres, Les poteaux, Les voiles) est une étape régie par des lois empiriques. Cette étape représente le point de départ et la base de la justification à la résistance, la stabilité et la durabilité de l'ouvrage aux sollicitations suivantes:

Sollicitations verticales: Elles sont dues aux charges permanentes et aux surcharges d'exploitation de plancher, poutrelle, poutres et poteaux et finalement transmises au sol par les fondations.

Sollicitations horizontales: Elles sont généralement d'origine sismique et sont requises par les éléments de contreventement constitué par les portiques.

Le pré dimensionnement de tous les éléments de l'ossature est conforme aux règles B.A.E.L 91, CBA93 et R.P.A 99 Version 2003.

II.2 Pré dimensionnement des éléments secondaires

II.2.1 Les planchers

Les planchers sont des panneaux dont l'épaisseur est faible par rapport aux autres dimensions, elles se reposent sur 2, 3 ou 4 appuis.

Elles transmettent les charges et les surcharges qui lui sont directement appliquées aux éléments porteurs tout en assurant des fonctions de confort comme l'isolation phonique, thermique et l'étanchéité des niveaux extrêmes.

Pour le bâtiment étudié, deux types de planchers vont être utilisés :

- Plancher à corps creux dans tous les niveaux.
- Dalle pleine pour les balcons, porte- a- faux et la salle machine

II.2.1.1 Plancher à corps creux

Le pré dimensionnement se fait à partir les conditions suivantes:

Condition de flèche [BAEL91 artB.6.8, 424]

$$\frac{h_t}{L} \geq \frac{1}{22,5}$$

Avec:

$$L = \min(Lx_{max} ; Ly_{max})$$

$Lx_{max} ; Ly_{max}$: Les distances entre nus d'appuis dans le sens considéré

$$\left. \begin{array}{l} Lx_{max} = 5,2\text{m} \\ Ly_{max} = 4,1\text{m} \end{array} \right\} \Rightarrow L = 4,1\text{m}$$

Donc:

$$h_t \geq \frac{410}{22,5} = 18,22\text{cm}$$

• **Condition d'isolation thermique**

$e = 7\text{ cm}$ Pour une heure de coup de feu.
 $e = 11\text{ cm}$ Pour deux heures de coup de feu.
 $e = 17,5\text{ cm}$ Pour quatre heures de coup de feu.

} On adopte : $e_0 = 15\text{ cm}$.

• **Condition d'isolation phonique**

Selon les règles du BAEL 91 l'épaisseur du plancher doit être supérieure ou égale à 13cm pour obtenir une bonne isolation acoustique. Soit : $e_1 = 15\text{cm}$

Conclusion

$e = \max(h_t, e_0, e_1) \Rightarrow e = 18,22\text{cm} \Rightarrow$ On adopte: $e = 20\text{ cm}$

Soit un plancher (16+4) cm

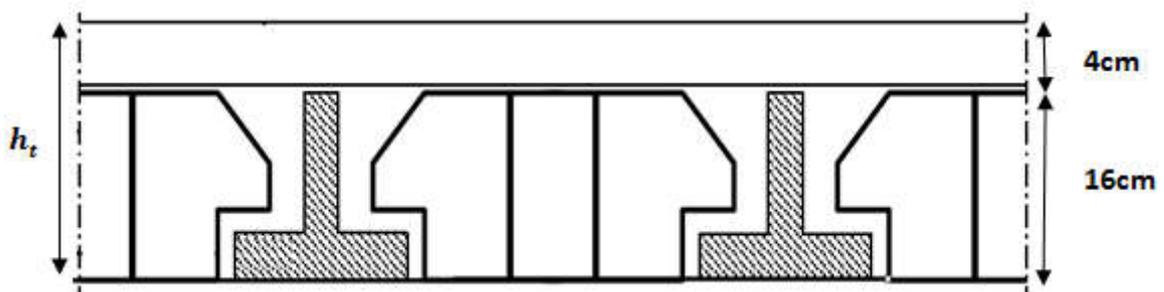


Figure II-1 : l'épaisseur du plancher corps creux

II.2.1.2 dalle pleine

➤ Détermine la valeur de l'élançement (α):

(α) : C'est le rapport de la petite dimension a la plus grande.

$$\rho = \frac{L_x}{L_y}$$

$$\left. \begin{array}{l} L_x = 2\text{m} \\ L_y = 2,3\text{m} \end{array} \right\} \Rightarrow \rho = \frac{2}{2,30} = 0,87$$

On à : $0,4 < \rho < 1 \Rightarrow$ dalle appuis sur 4 cotés

Alors: $h \geq \frac{L_x}{30}$; (dalle isolée)

$$h \geq \frac{200}{30} \Rightarrow h \geq 6,67\text{cm}$$

On adopte: $e = 15\text{cm}$ (condition d'isolation thermique)

II.2.2 Les escaliers

Définition

Les escaliers sont des éléments constitués d'une succession de gradins permettant le passage à pied entre les différents niveaux d'un bâtiment.

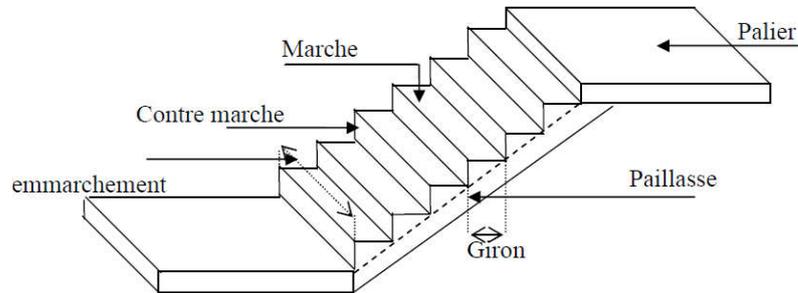
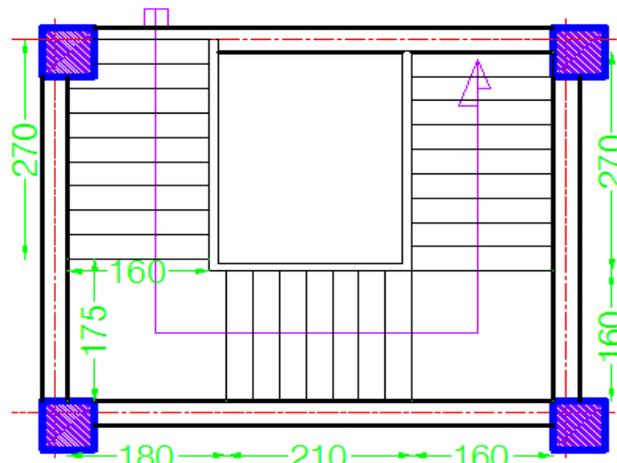
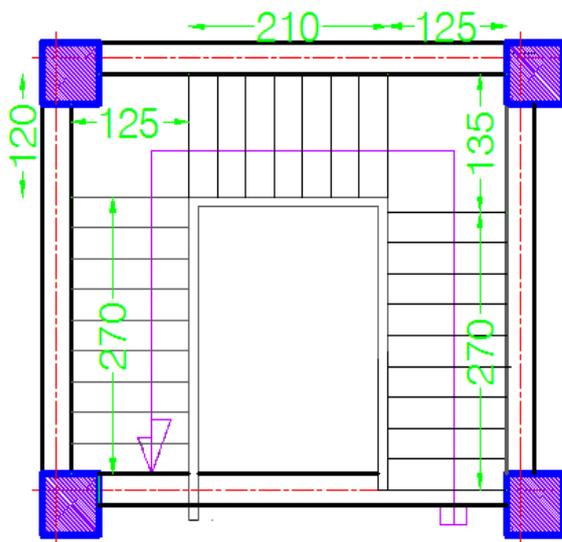


Figure II-2 :Schéma d'un escalier

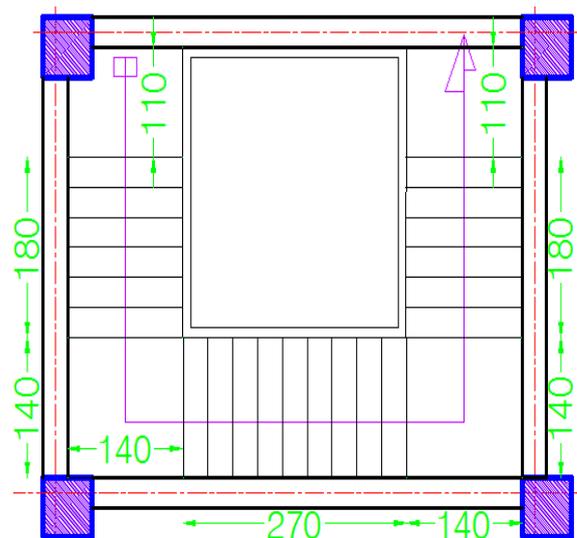
II.2.2.1 Boc « C »



Première cage d'escalier du RDC



2^{ème} cage d'escalier du RDC



1^{ère} cage d'escalier du 1^{er} et 2^{ème} étage

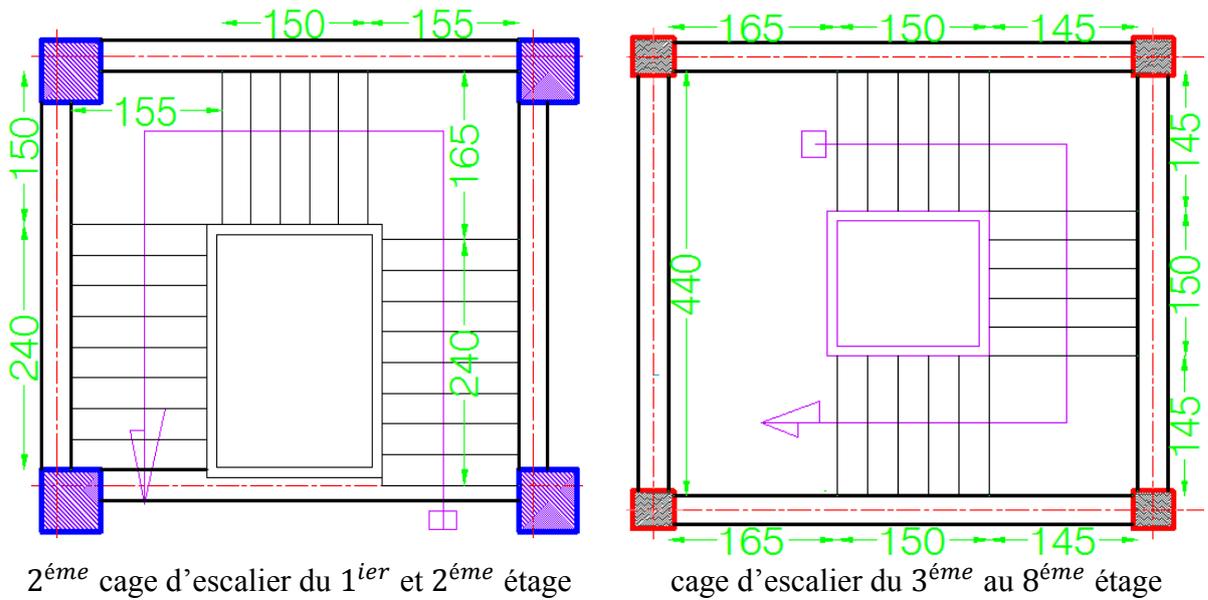


Figure II-3: Schéma des escaliers de différent niveau de bloc « C »

A. Niveau RDC

A.1 Première cage d'escalier

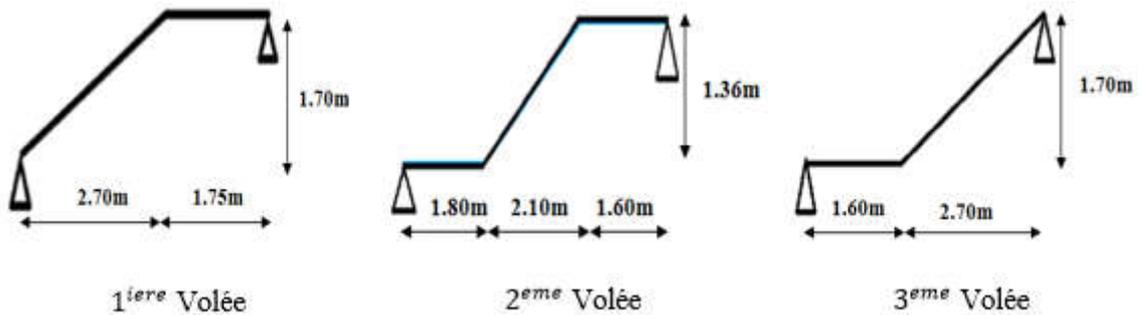


Figure II-4: Schema statique des volées

A.1.1 1^{ère} et 3^{ème} Volée

◆ Dimensionnement des marches et contre marches

$$H = n \times h \rightarrow h = H / n$$

$$L = (n - 1) \times g \rightarrow g = L / (n-1)$$

D'après BLONDEL on a: $\frac{L}{n-1} + 2 \frac{H}{n} = m$

Et puis: $m n^2 - (m + L + 2H) n + 2H = 0 \dots \dots \dots (1)$

On pose: $m = 64$

Avec: $L = 270\text{cm}$; $H = 170\text{cm}$

Donc l'équation (1) devient: $64n^2 - 674n + 340 = 0$

La solution de l'équation est: $n = 10$ contre marches

Le nombre des marches: $n - 1 = 9$ marches

Puis: $h = \frac{170}{10} = 17\text{cm}$

$$g = \frac{L}{n-1} = \frac{270}{9} = 30\text{cm}$$

D'après la formule de BLONDEL on a:

$$59 \leq 2h + g = 2(17) + 30 = 64 \leq 66 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

➤ **L'inclinaison de la paillasse**

$$\text{Tg } \alpha = \frac{H}{L} = \frac{170}{270} = 0,63 \rightarrow \alpha = \text{arc tg } (0,63) = 32,20^\circ$$

➤ **La longueur de la paillasse**

$$L_p = \frac{H}{\sin \alpha} = \frac{170}{\sin (32,20)} = 319,06\text{cm}$$

➤ **L'épaisseur de la paillasse:**

$$\frac{L}{30} \leq e \leq \frac{L}{20}$$

L: La longueur réel total entre deux appuis

$$L = L_p + l_1 = 319,06 + 175 = 494,06\text{cm}$$

$$\frac{494,06}{30} \leq e \leq \frac{494,06}{20}$$

$$16,47 \leq e \leq 24,7 \rightarrow \text{on adopte: } e = 20\text{cm}$$

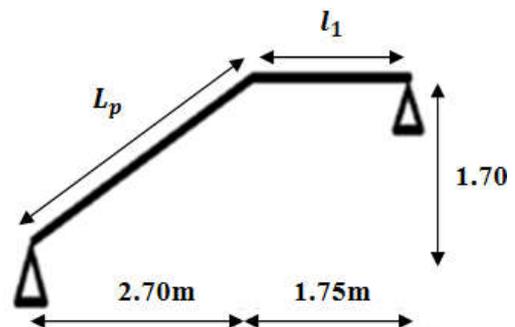


Tableau II-1: dimensionnement de première cage d'escalier (niveau RDC)

	1^{iere} Volée	2^{eme} Volée	3^{eme} Volée
Longueur projetée de la paillasse [cm]	$L = 270$	$L = 210$	$L = 270$
Hauteur de la volée [cm]	$H = 170$	$H = 136$	$H = 170$
L'équation de BLONDEL	$64n^2 - 674n + 340 = 0$	$64n^2 - 546n + 272 = 0$	$64n^2 - 742n + 340 = 0$
Nombre des contres marches	$n = 10$	$n = 08$	$n = 10$
Nombre des marches	$n - 1 = 09$	$n - 1 = 07$	$n - 1 = 09$
Hauteur de la marche [cm]	$h = 17$	$h = 17$	$h = 17$
Largeur de la marche (giron)	$g = 30$	$g = 30$	$g = 30$
L'inclinaison de la paillasse	$\alpha = 32,20^\circ$	$\alpha = 32,92^\circ$	$\alpha = 32,20^\circ$
longueur de la paillasse	$L_p = 319,06\text{cm}$	$L_p = 250,19\text{cm}$	$L_p = 319,06\text{cm}$
Longueur réel total [cm]	$L = 494,06$	$L = 590,19$	$L = 479,06$
L'épaisseur de la paillasse	$e = 20$	$e = 20$	$e = 20$

A.2 Deuxième cage d'escalier

Tableau II-2: dimensionnement de deuxième cage d'escalier (niveau RDC)

	1 ^{iere} Volée	2 ^{eme} Volée	3 ^{eme} Volée
Longueur projetée de la paillasse [cm]	L = 270	L = 210	L = 270
Hauteur de la volée [cm]	H = 170	H = 136	H = 170
L'équation de BLONDEL	$64n^2 - 674n + 340 = 0$	$64n^2 - 546n + 272 = 0$	$64n^2 - 674n + 340 = 0$
Nombre des contres marches	n = 10	n = 8	n = 10
Nombre des marches	n - 1 = 09	n - 1 = 7	n - 1 = 9
Hauteur de la marche [cm]	h = 17	h = 17	h = 17
Largeur de la marche (giron)	g = 30	g = 30	g = 30
L'inclinaison de la Paillasse	$\alpha = 32,20^\circ$	$\alpha = 32,93^\circ$	$\alpha = 32,20^\circ$
Longueur de la paillasse	$L_p = 319,06\text{cm}$	$L_p = 250,20\text{cm}$	$L_p = 319,06\text{cm}$
Longueur réel total [cm]	L = 454,06	L = 500,20	L = 439,06
L'épaisseur de la paillasse	e = 20	e = 20	e = 20

B. 1^{ier} et 2^{ème} étageTableau II-3: dimensionnement de 1^{iere} cage d'escalier du 1^{ier} et 2^{eme} étage

	1 ^{iere} Volée	2 ^{eme} Volée	3 ^{eme} Volée
Longueur projetée de la Paillasse [cm]	L = 180	L = 270	L = 180
Hauteur de la volée [cm]	H = 119	H = 170	H = 119
L'équation de BLONDEL	$64n^2 - 482n + 238 = 0$	$64n^2 - 674n + 340 = 0$	$64n^2 - 482n + 238 = 0$
Nombre des contres Marches	n = 7	n = 10	n = 7
Nombre des marches	n - 1 = 6	n - 1 = 09	n - 1 = 6
Hauteur de la marche [cm]	h = 17	h = 17	h = 17
Largeur de la marche (giron)	g = 30	g = 30	g = 30
L'inclinaison de la Paillasse	$\alpha = 33,47^\circ$	$\alpha = 32,20^\circ$	$\alpha = 33,47^\circ$
Longueur de la paillasse	$L_p = 215,78\text{cm}$	$L_p = 319,06\text{cm}$	$L_p = 215,78\text{cm}$
Longueur réel total [cm]	L = 465,78	L = 599,06	L = 465,78
L'épaisseur de la paillasse	e = 20	e = 20	e = 20

Tableau II-4: dimensionnement de 2^{ieme} cage d'escalier de 1^{ier} et 2^{eme} étage

	1 ^{iere} Volée	2 ^{eme} Volée	3 ^{eme} Volée
Longueur projetée de la Paillasse [cm]	L = 240	L = 150	L = 240
Hauteur de la volée [cm]	H = 153	H = 102	H = 153
L'équation de BLONDEL	$64n^2 - 610n + 306 = 0$	$64n^2 - 418n + 204 = 0$	$64n^2 - 610n + 306 = 0$
Nombre des contres Marches	n = 9	n = 6	n = 9
Nombre des marches	n - 1 = 8	n - 1 = 5	n - 1 = 8
Hauteur de la marche [cm]	h = 17	h = 17	h = 17
Largeur de la marche (giron)	g = 30	g = 30	g = 30
L'inclinaison de la Paillasse [cm]	$\alpha = 35,31^\circ$	$\alpha = 34,22^\circ$	$\alpha = 35,31^\circ$
Longueur de la paillasse	$L_p = 264,7\text{cm}$	$L_p = 181,40\text{cm}$	$L_p = 264,7\text{cm}$
Longueur réel total [cm]	L = 429,7	L = 491,40	L = 429,7
L'épaisseur de la paillasse	e = 20	e = 20	e = 20

II.2.2.2 Bloc « D »

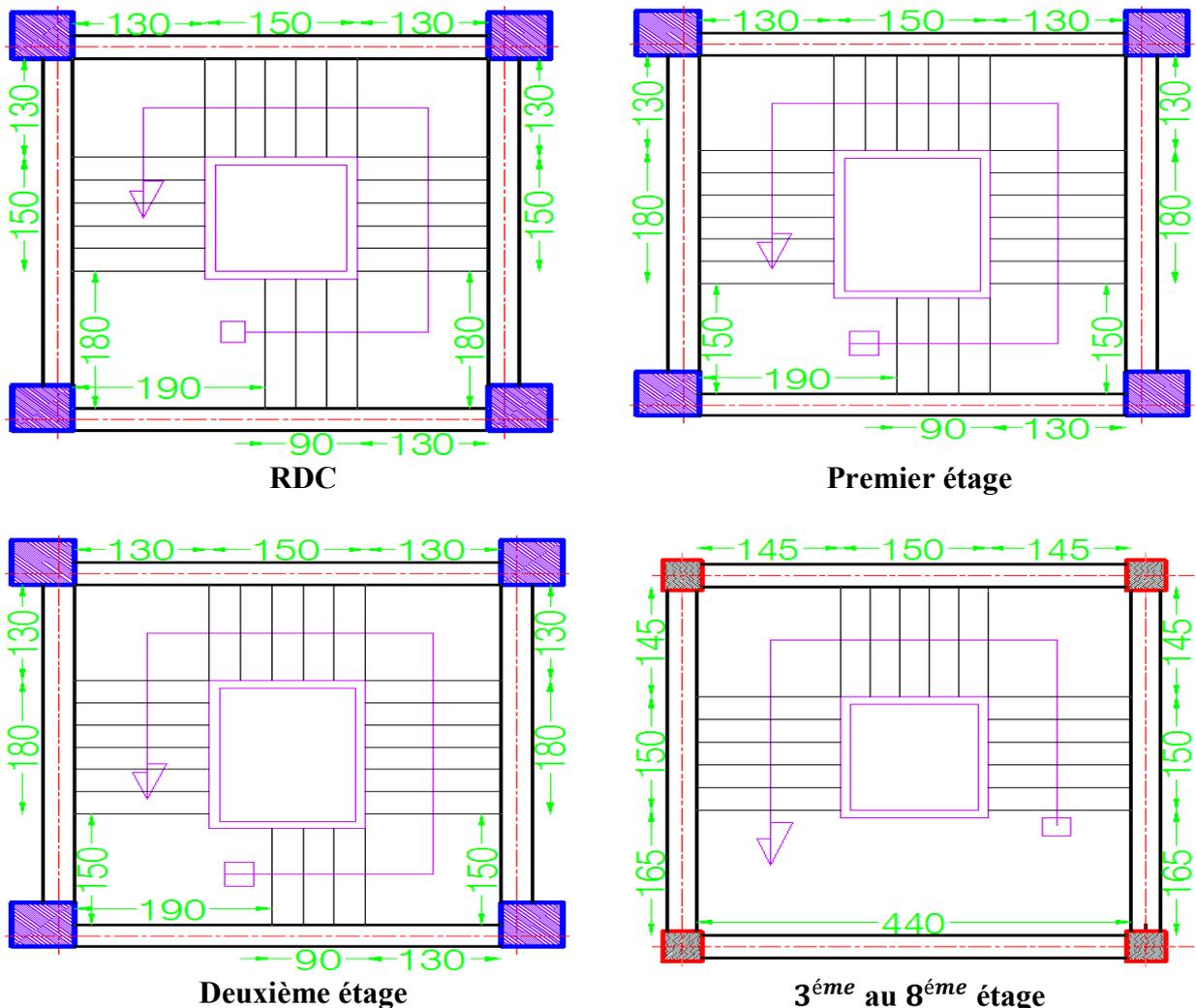


Figure II-5: Schéma des escaliers du différent niveau de bloc D

A. Niveau RDC

Tableau II-5: dimensionnement de l'escalier de niveau RDC

	1 ^{iere} Volée	2 ^{eme} Volée	3 ^{eme} Volée	4 ^{eme} Volée
L [cm]	90	150	150	150
H [cm]	68	102	102	102
Equation de BLONDEL	$64n^2-290n+136=0$	$64n^2-418n+204=0$	$64n^2-418n+204=0$	$64n^2-418n+204=0$
n	04	06	06	06
n - 1	03	05	05	05
h [cm]	17	17	17	17
g [cm]	30	30	30	30
α	37,07°	34,22°	34,22°	34,22°
L_p [cm]	112,80	181,40	181,40	181,40
L [cm]	432,80	491,40	441,40	491,40
e [cm]	20	20	20	20

B. 1^{iere} étage et 2^{eme} étageTableau II-6: dimensionnement des l'escaliers de 1^{iere} étage et 2^{eme} étage

	1 ^{iere} Volée	2 ^{eme} Volée	3 ^{eme} Volée	4 ^{eme} Volée
L [cm]	90	180	150	180
H [cm]	68	119	102	119
Equation de BLONDEL	$64n^2-290n+136=0$	$64n^2-482n+238=0$	$64n^2-418n+204=0$	$64n^2-482n+238=0$
n	04	07	06	07
n - 1	03	06	05	06
h [cm]	17	17	17	17
g [cm]	30	30	30	30
α	37,07°	33,47°	34,22°	33,47°
L_p [cm]	112,80	215,78	181,40	215,78
L [cm]	432,80	495,78	441,40	495,78
e [cm]	20	20	20	20

C. De 3^{eme} au 8^{eme} étage (blocs C et D)

Tableau II-7: dimensionnement de l'escalier

	1 ^{iere} Volée	2 ^{eme} Volée	3 ^{eme} Volée
L [cm]	150	150	150
H [cm]	102	102	102
Equation de BLONDEL	$64n^2-418n+204 = 0$	$64n^2-418n+204 = 0$	$64n^2-418n+204 = 0$
n	06	06	06
n - 1	05	05	05
h [cm]	17	17	17
g [cm]	30	30	30
α	34,22°	34,22°	34,22°
L_p [cm]	181,40	181,40	181,40
L [cm]	491,40	471,40	491,40
e [cm]	20	20	20

II.3 Pré-dimensionnement des éléments porteurs principaux

II.3.1 Les poutres

Les poutres sont des éléments horizontaux en béton armé coulé sur place supportant les charges et surcharges. Leur pré- dimensionnement s’effectue par des formules données par le BAEL91 et vérifie les dimensions données par le RPA2003 version 2003. On distingue les poutres principales qui constituent des appuis aux poutrelles et les poutres secondaires qui assurent le chaînage.

II.3.1.1 Les poutres principales

- **La hauteur totale de la poutre**

$$\frac{L_{max}}{15} \leq h \leq \frac{L_{max}}{10}$$

Avec:

L_{max} : La plus grande portée entre nus d’appuis, dans notre cas: $L_{max} = 5,20$ m

Donc:

$$\frac{520}{15} \leq h \leq \frac{520}{10} \Rightarrow 30,59 \leq h \leq 52\text{cm}$$

On adopte: h = 40cm

- **Largeur de la poutre**

$$0,3h \leq b \leq 0,8h$$

b: Largeur de la poutre

Alors:

$$0,3(40) \leq b \leq 0,8(40) \Rightarrow 12 \leq b \leq 32 \text{ On adopte: } \span style="border: 1px solid black; padding: 2px;">b = 30\text{cm}$$

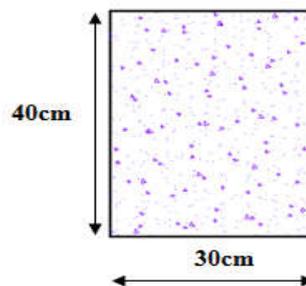


Figure II-6: la section des poutres principales

❖ Vérification

Selon: [RPA article 7.5.1]

Les poutres doivent respecter les dimensions ci-après:

- $b \geq 20\text{cm}$	→	$b = 30\text{cm} > 20\text{cm}$	} Conditions vérifiées
- $h \geq 30\text{cm}$	→	$h = 40\text{cm} > 30\text{cm}$		
- $h/b \leq 4.0$	→	$h/b = 40/30 = 1,33 < 4.0$		

II.3.1.2 Les poutres secondaires

- La hauteur totale de la poutre

$$\frac{L_{max}}{15} \leq h \leq \frac{L_{max}}{10}$$

Avec:

L_{max} : La plus grande portée entre nus d'appuis, dans notre cas $L_{max} = 4.70$ m

Donc:

$$\frac{470}{15} \leq h \leq \frac{470}{10} \Rightarrow 31,33 \leq h \leq 47\text{cm} \quad \text{On adopte: } \boxed{h = 40\text{cm}}$$

- Largeur de la poutre

$$0,3h \leq b \leq 0,8h$$

Alors:

$$0,3(40) \leq b \leq 0,8(40) \Rightarrow 12 \leq b \leq 32 \quad \text{On adopte: } \boxed{b = 30\text{cm}}$$

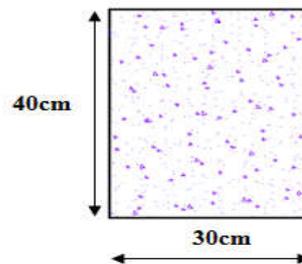


Figure II-7: la section des poutres secondaires.

❖ Vérification

Selon : [RPA article 7.5.1]

Les poutres doivent respecter les dimensions ci-après:

$$\left. \begin{array}{l} - b \geq 20\text{cm} \Rightarrow b = 40\text{cm} > 20\text{cm} \\ - h \geq 30\text{cm} \Rightarrow h = 50\text{cm} > 30\text{cm} \\ - h/b \leq 4.0 \Rightarrow h/b = 50/40 = 1,25 < 4.0 \end{array} \right\} \dots\dots\dots \text{Conditions vérifiées}$$

II.3.2 Les voiles

Les voiles sont des murs en béton armé leur pré dimensionnement est justifié par l'article 7.7.1 du RPA99. Ils servent d'une part à contreventer le bâtiment en reprenant les efforts horizontaux (séisme et vent) et d'autre part de reprendre les efforts verticaux et les transmettre aux fondations. Les voiles assurant le contreventement sont supposés, d'après le RPA 99 version 2003 article 7.7.1, comme éléments satisfaisant la condition ($L \geq 4 e$).

L'article 7.7.1 RPA99 spécifie que l'épaisseur minimale soit de 15 cm.

De plus, l'épaisseur doit être déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage (h_e) et des conditions de rigidité aux extrémités comme l'indique La Figure suivante.

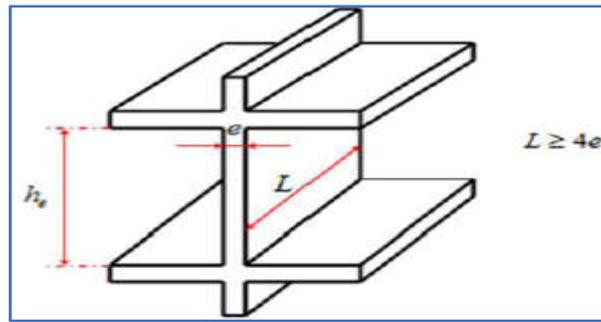


Figure II-8: Coupe de voile en élévation

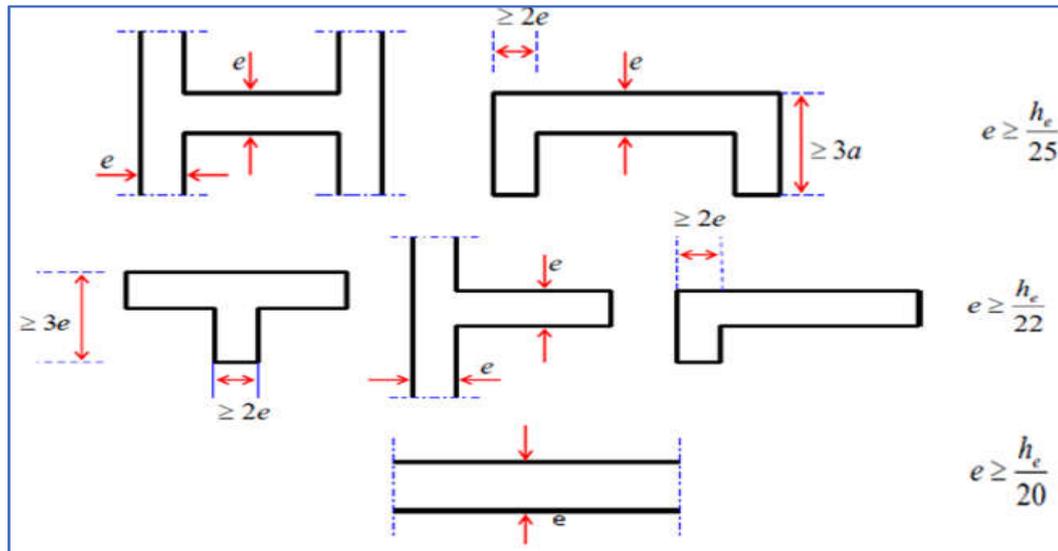


Figure II-9: Coupe de voiles en plan

a) L'épaisseur

$$e = \max \left(\frac{h_e}{20}, \frac{h_e}{22}, \frac{h_e}{25} \right)$$

h_e : Hauteur libre d'étage

b) La longueur

$$L \geq 4.e$$

Tableau II-8: pré dimensionnement de voiles

	h_e [cm]	$h_e/20$ [cm]	$h_e/22$ [cm]	$h_e/25$ [cm]	e_{max}	L'épaisseur adoptée	L [cm]
RDC	451	22,55	20,50	18,04	22,55	e = 25cm	$L \geq 100$
1 ^{ier} et 2 ^{ème} étage	383	19,15	17,41	15,32	19,15	e = 25cm	$L \geq 80$
De 3 ^{ème} au 8 ^{ème} étage	286	14,30	13,00	11,44	14,30	e = 25cm	$L \geq 80$

II.3.3 Les poteaux

un poteau est une poutre droite verticale soumise uniquement à la compression simple centrée: l'ensemble des forces extérieures agissant a gauche d'une section se réduit a un effort normal unique N de compression perpendiculaire a la section et appliquée au centre de gravité G.

II.3.3.1 Procédure de calcul

La procédure de calcul se fera comme suit :

- Les poteaux seront supposés sollicités à la compression simple.
- Plusieurs poteaux seront considères pour chaque niveau, et on retiendra que le poteau le plus sollicité.
- Tous les poteaux seront de section carrée.
- à défaut de calculs plus précis, les charges évaluées en admettant la discontinuité des travées doivent être majorées :
 - De 15 % pour les poteaux centraux dans le cas de bâtiments à deux travées ;
 - De 10 % pour les poteaux intermédiaires voisins des poteaux de rive dans le cas des bâtiments comportant au moins trois travées [BAEL91 B.8.1,1]

Selon les prescriptions du PRA 99 version 2003 les dimensions des poteaux doivent vérifier les conditions suivantes:

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Min } (b_1, h_1) \geq 25\text{cm} \dots\dots\dots \text{Zone II}_a \\ \text{Min } (b_1, h_1) \geq h_e/20 \\ 1/4 < (b_1/h_1) < 4 \end{array} \right\} \dots\dots\dots \text{[RPA Art 7.1]}$$

Avec:

b_1, h_1 : Dimensions de la section, dans notre cas ($b_1 = h_1 = a$)

h_e : La hauteur de l'étage

- Selon [BAEL91 Art. B.8.4.] l'effort normal ultime (N_u) agissant sur un poteau doit être:

$$N_u \leq \alpha \left[\frac{B_r f_{c28}}{0,9 \gamma_b} + \frac{A_s f_e}{\gamma_s} \right]$$

On tire de l'équation précédente la valeur de (B_r) :

$$B_r \leq \frac{N_u}{\alpha \left[\frac{f_{c28}}{0,9 \gamma_b} + \frac{A_s f_e}{B_r \gamma_s} \right]} \dots\dots\dots (2)$$

Avec:

$N_u = 1,35G_{cumulé} + 1,5Q$: combinaison d'action a L'ELU

B_r : La section réduite d'un poteau obtenue en déduisant de la section réelle 1cm d'épaisseur sur toute sa périphérie tel que :

$$\text{Poteaux carrée} \dots\dots\dots B_r = (a - 0,02)^2 \text{ m}^2$$

$$a = \sqrt{B_r} + 2\text{cm}$$

$f_{c28} = 25\text{MPa}$: La résistance à la compression du béton a 28 jours

$f_e = 400\text{MPa}$: la limite d'élasticité de l'acier

$$\left. \begin{array}{l} \gamma_s = 1,5 \\ \gamma_s = 1,15 \end{array} \right\} : \text{Coefficient de sécurité}$$

Le pourcentage minimal des armatures est de ($A_{s_{min}} = 0,8\%B$) en zone II_a [RPA Art 7.4.2.1]

α : Coefficient de sécurité inférieur à 1, qui dépend: de la section, de la hauteur et des liaisons d'extrémités et qui prend les valeurs:

$$\left\{ \begin{array}{l} \alpha = \frac{0,85}{1 + 0,2(\frac{\lambda}{35})^2} \quad \text{pour: } \lambda \leq 50 \\ \alpha = 0,60 (\frac{50}{\lambda})^2 \quad \text{pour: } 50 < \lambda \leq 70 \end{array} \right.$$

$\lambda = \frac{l_f}{i_{min}}$: l'élancement mécanique

$$\left. \begin{array}{l} l_f = 0,7 l_0 : \text{Poteau intermédiaire} \\ l_f = l_0 : \text{Poteau de rive} \end{array} \right\} \dots\dots [\text{BAEL91 Art. B.8.3,31}]$$

Tel que:

l_f : Longueur de flambement

l_0 : Longueur libre (la hauteur de poteau entre faces supérieur de deux planchers consécutifs)

$i_{min} = \sqrt{\frac{I}{B}}$: Le rayon minimal de giration

$$\left\{ \begin{array}{l} I = \frac{a^4}{12} : \text{Le moment d'inertie} \\ B = a^2 : \text{Aire totale de la section du poteau} \end{array} \right.$$

Pour que toutes les armatures participent à la résistance, on prendra l'élancement mécanique forfaitairement égale à : $\lambda=35$

Donc:

$$: \lambda = 35 \leq 50 \Rightarrow \alpha = \frac{0,85}{1 + 0,2(\frac{\lambda}{35})^2} = \frac{0,85}{1 + 0,2(\frac{35}{35})^2} = 0,708$$

En remplaçant dans l'équation (2) les différents termes par leurs valeurs, on obtient:

$$B_r \leq \frac{N_u}{0,71 \left[\frac{25 \times 10^{-1}}{0,9 \times 1,5} + 0,008 \frac{400 \times 10^{-1}}{1,15} \right]} \Rightarrow \boxed{B_r \leq 0,66 N_u}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} B_r \text{ [cm}^2\text{]} \\ N_u \text{ [KN]} \end{array} \right.$$

II.3.3.2 Evaluation des charges et surcharges

A. Les charges permanentes (G)

Il s'agit de prendre en compte le poids réel des éléments mis en œuvre pour construire le bâtiment. Là encore, afin d'uniformiser et faciliter les procédures de calcul, le législateur fourni des listes des poids volumiques en fonction des matériaux utilisés. Ces listes sont disponibles dans le Document Technique Règlementaire (D.T.R B.C. 2.2) des charges permanentes et charges d'exploitations.

• Plancher terrasse inaccessible

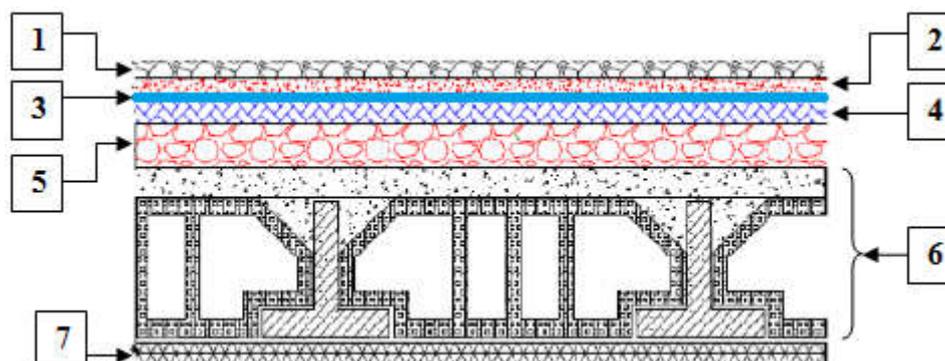


Figure II-10: détail des constituants du plancher terrasse inaccessible.

Tableau II-9: charge permanente de plancher terrasse inaccessible

Les éléments	L'épaisseur [m]	Poids volumique [KN/m ³]	Poids surfacique [KN/m ²]
1- gravillon de protection	0,05	17	0,85
2- étanchéité multicouche	0,02	6	0,12
3- papier kraft	2 feuilles	-	0,50
4- forme de pente	0,10	22	2,20
5- isolation thermique	0,04	4	0,16
6- plancher corps creux	(16 + 4)	-	2,85
7- enduit en plâtre	0,02	10	0,20
La somme des charges permanentes			$G_t = 6,88$

• Plancher étage courant

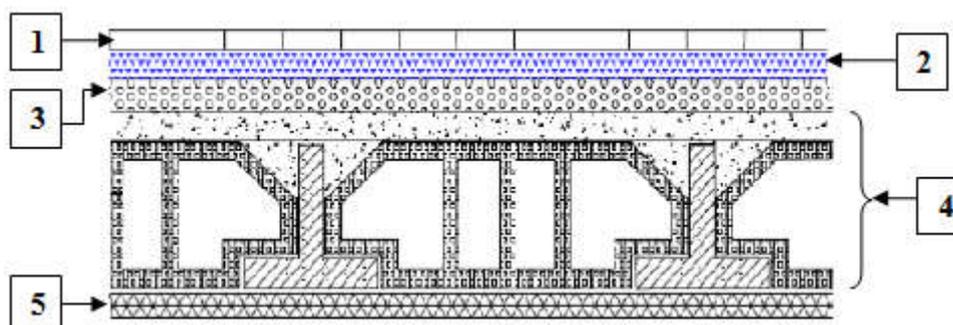


Figure II-11: détail des constituants du plancher étage courant.

Tableau II-10 : charge permanente de plancher étage courant

Les éléments	L'épaisseur e [m]	Poids volumique [KN/m ³]	Poids surfacique [KN/m ²]
1- carrelage	0,02	20	0,40
2- mortier de pose	0,02	20	0,40
3- lit de sable	0,03	18	0,54
4- plancher corps creux	(0,16+0,04)	-	2,85
5- enduit en plâtre	0,02	10	0,20
6- Cloisons de séparation	-	-	1,00
La somme des charges permanentes			$G_{pe} = 5,39$

• Dalle pleine (étage courant)

Tableau II-11 : charge permanente de la dalle pleine

Les éléments	L'épaisseur e [m]	Poids volumique [KN/m ³]	Poids surfacique [KN/m ²]
1- carrelage	0,02	20	0,4
2- mortier de pose	0,02	20	0,4
3- lit de sable	0,03	18	0,54
4- dalle pleine en béton armé	0,15	25	3,75
5- enduit en plâtre	0,02	10	0,2
6- Cloisons séparation	-	-	1,00
La somme des charges permanentes			$G_{dp} = 6,29$

• Les murs

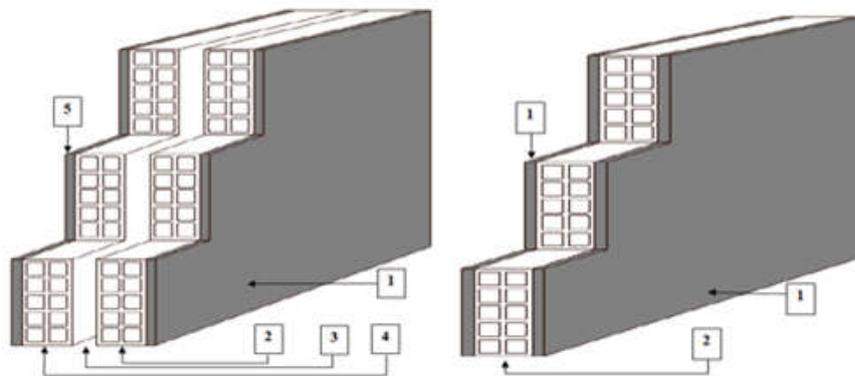


Figure II-12: Mur extérieur à double cloison et Mur intérieur

✓ Murs extérieurs à double cloison

Tableau II-12 : charge permanente des murs extérieurs

Les éléments	L'épaisseur e [m]	Poids volumique [KN/m ³]	Poids surfacique [KN/m ²]
1- revêtement en ciment	0,02	18	0,36
2- brique creuse extérieure	0,15	9	1,35
3- l'âme d'air	0,05	0	0
4- brique creuse intérieure	0,10	9	0,9
5- enduit en plâtre	0,02	10	0,2
La somme des charges permanentes			$G_p = 2,81$

✓ Murs intérieurs

Tableau II-13 : charge permanente des murs intérieurs

Les éléments	L'épaisseur e [m]	Poids volumique [KN/m ³]	Poids surfacique [KN/m ²]
1- brique creuse	0,10	9	0,9
2- enduit en plâtre	(0,02) × 2	10	0,4
La somme des charges permanentes			$G_b = 1,3$

B. Les charges d'exploitation (Q)

Tout bâtiment entre dans une catégorie réglementaire et doit être capable de supporter les charges et sollicitations correspondant à une utilisation "normale". On comprend aisément que le plancher d'un ouvrage à usage d'habitation, est à priori, moins chargé qu'un plancher d'une bibliothèque.

Pour faciliter la prise en compte de ces chargements, sans avoir à les recalculer

Systématiquement, le législateur a choisi de définir des charges réglementaires. Celles-ci sont présentées dans le Document Technique Réglementaire (D.T.R B.C. 2.2) des charges permanentes et charges d'exploitations.

- Selon la nature des planchers et leur usage, on distingue les charges d'exploitations suivantes:

Tableau II-14: Charge d'exploitations

	Poids surfacique [KN/m ²]
1- étage terrasse inaccessible	01
2- étage courant habitations	1,5
3- étage commerces	05
4- étage services	2,5
5- balcon	3,5
6- escalier	2,5

II.3.3.3 Détermination des charges**A. Surcharge d'exploitation**

✓ La loi de dégression des charges [D.T.R.B.C art 6.3]

Elles s'appliquent aux bâtiments à grand nombre où les occupations des divers niveaux peuvent être considérés comme indépendantes. C'est le cas de bâtiments à usage d'habitation ou d'hébergement:

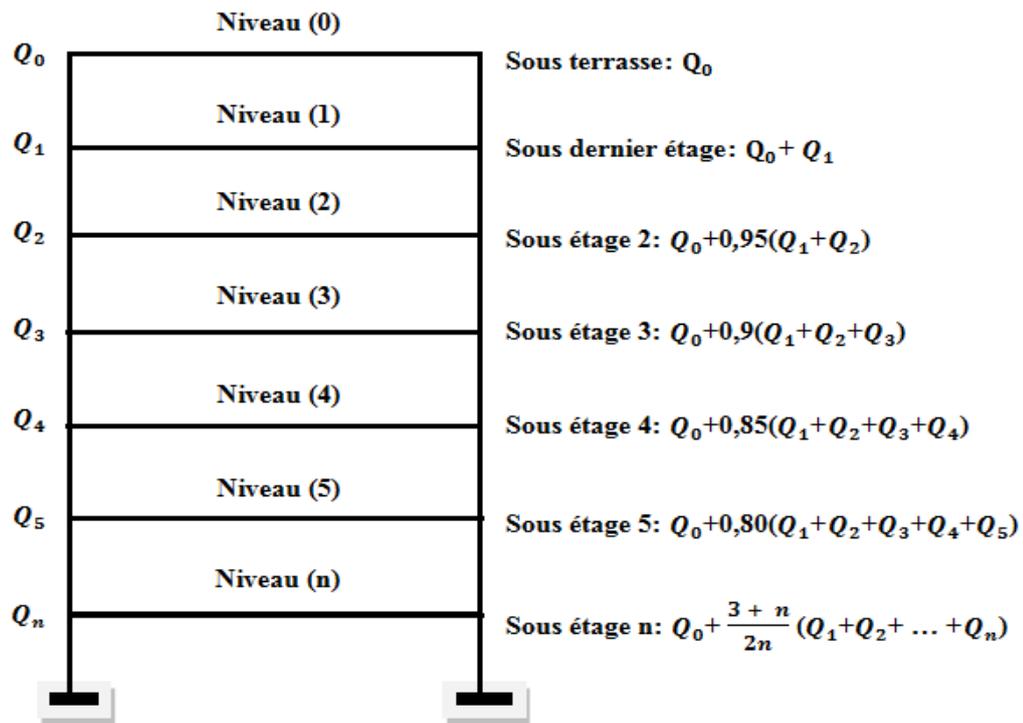


Figure II-13: La loi de dégression des charges

Tableau II-15: dégression des surcharges d’exploitation

Niveau	Dégression	Q [KN]
Sous terrasse	$1 \times 23,54$	23,54
Sous 8 ^{ème} étage	$23,54 + 1,5(18,40) + 3,5(5,15)$	69,17
Sous 7 ^{ème} étage	$23,54 + 0,95 [1,5(18,40) + 3,5(5,15)] \times 2$	110,23
Sous 6 ^{ème} étage	$23,54 + 0,90 [1,5(18,40) + 3,5(5,15)] \times 3$	146,73
Sous 5 ^{ème} étage	$23,54 + 0,85 [1,5(18,40) + 3,5(5,15)] \times 4$	178,67
Sous 4 ^{ème} étage	$23,54 + 0,80 [1,5(18,40) + 3,5(5,15)] \times 5$	206,04
Sous 3 ^{ème} étage	$23,54 + 0,75 [1,5(18,40) + 3,5(5,15)] \times 6$	228,85
Sous 2 ^{ème} étage	$23,54 + 0,714\{[1,5(18,40) + 3,5(5,15)] \times 6 + [2,5(23,54)]\}$	261,02
Sous 1 ^{er} étage	$23,54 + 0,687\{[1,5(18,40) + 3,5(5,15)] \times 6 + [2,5(23,54)] \times 2\}$	292,47

B. Charges permanentes

Le poteau le plus sollicité est celui du portique (C) et de la file (2)

La surface revenant a ce poteau

➤ 1^{er}, 2^{ème} étage et la terrasse

➤ De 3^{ème} au 2^{ème} étage

$$s_{pl} = [2,90(2,10 + 2,30)] + [2,45 \times 2,30] = 18,40m^2$$

$$s_{blc} = 2,45 \times 2,10 = 5,15m^2$$

Avec:

s_{pl} : La surface du plancher en corps creux

s_{blc} : La surface du balcon

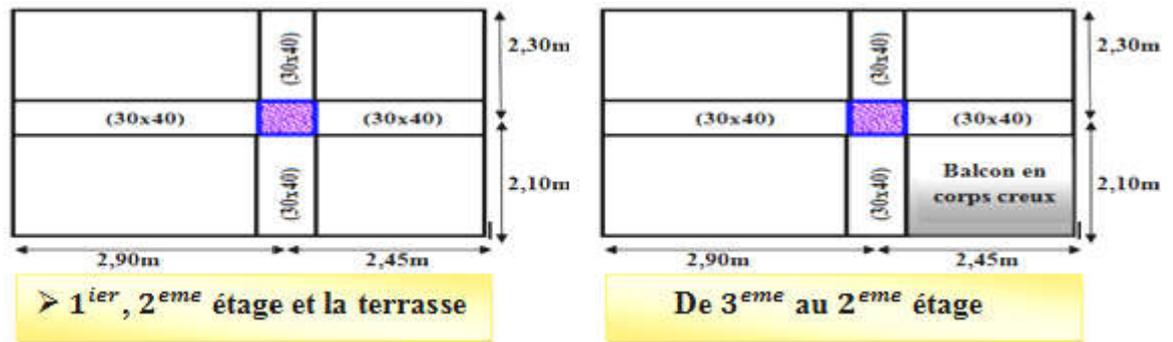


Figure II-14: Les surfaces revenant au poteau le plus sollicité

8^{eme} étage

Poids propre du plancher terrasse: $G_{pt} = 6,88 \times 23,54 = 161,96\text{KN}$

Poids propre des poutres principales: $G_{pp} = 25 \times 0,40 \times 0,30 \times 5,35 = 16,05\text{KN}$

Poids propre des poutres secondaires: $G_{pt} = 25 \times 0,40 \times 0,30 \times 4,40 = 13,20\text{KN}$

$$G_8 = G_{pt} + G_{pp} + G_{pt} = 191,21\text{KN}$$

7^{eme} étage

Poids propre du plancher étage courant: $G_{pé} = 5,39 \times 23,54 = 126,88\text{KN}$

Poids propre des poutres principales: $G_{pp} = 25 \times 0,40 \times 0,30 \times 5,35 = 16,05\text{KN}$

Poids propre des poutres secondaires: $G_{pt} = 25 \times 0,40 \times 0,30 \times 4,40 = 13,20\text{KN}$

$$G = G_{pé} + G_{pp} + G_{pt} = 156,13\text{KN}$$

$$G_7 = G + g_8 = 156,13 + [0,30 \times 0,30 \times 3,06 \times 25] = 163,02\text{KN}$$

g_8 : Le poids propre du poteau pré dimensionné de 8^{eme} étage

$$G_{7_{cumulé}} = G_7 + G_8 = 354,23\text{KN}$$

6^{eme} étage

$$G = 156,13\text{KN}$$

$$G_6 = G + g_7 = 156,13 + [0,30 \times 0,30 \times 3,06 \times 25] = 163,02\text{KN}$$

$$G_{6_{cumulé}} = G_6 + G_{7_{cumulé}} = 517,25\text{KN}$$

5^{eme} étage

$$G = 156,13\text{KN}$$

$$G_5 = G + g_6 = 156,13 + [0,35 \times 0,35 \times 3,06 \times 25] = 165,50\text{KN}$$

$$G_{5_{cumulé}} = G_5 + G_{6_{cumulé}} = 682,75\text{KN}$$

4^{eme} étage

$$G = 156,13\text{KN}$$

$$G_4 = G + g_5 = 156,13 + [0,35 \times 0,35 \times 3,06 \times 25] = 165,50\text{KN}$$

$$G_{4_{cumulé}} = G_4 + G_{5_{cumulé}} = 848,25\text{KN}$$

3^{eme} étage

$$G = 156,13\text{KN}$$

$$G_3 = G + g_4 = 156,13 + [0,40 \times 0,40 \times 3,06 \times 25] = 168,37\text{KN}$$

$$G_{3_{cumulé}} = G_3 + G_{2_{cumulé}} = 1016,62\text{KN}$$

2^{eme} étage

$$G = 156,13\text{KN}$$

$$G_2 = G + g_3 = 156,13 + [0,40 \times 0,40 \times 3,06 \times 25] = 168,37\text{KN}$$

$$G_{2_{cumulé}} = G_2 + G_{3_{cumulé}} = 1185\text{KN}$$

1^{ier} étage

$$G = 156,13\text{KN}$$

$$G_1 = G + g_2 = 156,13 + [0,45 \times 0,45 \times 4,08 \times 25] = 176,79\text{KN}$$

$$G_{1_{cumulé}} = G_1 + G_{2_{cumulé}} = 1361,79\text{KN}$$

RDC

$$G = 156,13\text{KN}$$

$$G_{RDC} = G + g_1 = 156,13 + [0,45 \times 0,45 \times 4,08 \times 25] = 176,79\text{KN}$$

$$G_{RDC_{cumulé}} = G_{RDC} + G_{1_{cumulé}} = 1538,58\text{KN}$$

Tableau II-16: Détermination de section de poteau central pour chaque niveau

Niveau	G [KN]	G _{cumulé} [KN]	Q [KN]	N _u [KN]	1,1N _u [KN]	B _r [cm ²]	a [cm]	Section adopté [cm]
8 ^{eme} étage	191,21	191,21	23,54	293,44	322,79	213,04	16,59	(30×30)
7 ^{eme} étage	163,02	354,23	69,17	581,97	640,16	422,51	22,55	(30×30)
6 ^{eme} étage	163,02	517,25	110,23	863,63	950	627	27,04	(35×35)
5 ^{eme} étage	165,50	682,75	146,73	1141,81	1256	828,95	30,79	(35×35)
4 ^{eme} étage	165,50	848,25	178,67	1413,14	1554,46	1025,94	34,03	(40×40)
3 ^{eme} étage	168,37	1016,62	206,04	1681,50	1849,65	1220,77	36,94	(40×40)
2 ^{eme} étage	168,37	1185	228,85	1943,01	2137,31	1410,63	39,56	(45×45)
1 ^{ier} étage	176,79	1361,79	261,02	2229,95	2452,94	1618,94	42,23	(45×45)
RDC	176,79	1538,58	292,47	2515,79	2767,37	1826,46	44,74	(50×50)

❖ Vérification

Tableau II-17: Vérification de la résistance au flambement

Niveau	a [cm]	$I = \frac{a^4}{12}$ [cm ⁴]	$B = a^2$ [cm ²]	l_0 [cm]	$l_f = 0,7 l_0$ [cm]	$i_{min} = \sqrt{\frac{I}{B}}$ [cm]	$\lambda = \frac{l_f}{i_{min}} \leq 50$
8 ^{ème} étage	30	$6,75 \times 10^4$	900	306	214,2	8,66	24,73cv
7 ^{ème} étage	30	$6,75 \times 10^4$	900	306	214,2	8,66	24,73cv
6 ^{ème} étage	35	$1,25 \times 10^5$	1225	306	214,2	10,10	21,21cv
5 ^{ème} étage	35	$1,25 \times 10^5$	1225	306	214,2	10,10	21,21cv
4 ^{ème} étage	40	$2,13 \times 10^5$	1600	306	214,2	11,54	18,56cv
3 ^{ème} étage	40	$2,13 \times 10^5$	1600	306	214,2	11,54	18,56cv
2 ^{ème} étage	45	$3,42 \times 10^5$	2025	408	285,6	13	21,97cv
1 ^{ier} étage	45	$3,42 \times 10^5$	2025	408	285,6	13	21,97cv
RDC	50	$5,21 \times 10^5$	2500	476	333,2	14,44	23,07cv

Tableau II-18: Verification selon RPA99

Niveau	h_e [cm]	Section [cm]	$\text{Min}(b_1, h_1) \geq 25$ [cm]	$\text{Min}(b_1, h_1) \geq \frac{h_e}{20}$	$\frac{1}{4} < \frac{b_1}{h_1} < 4$
8 ^{ème} étage	306	(30×30)	30 > 25	30 > 15,3	0,25 < 1 < 4
7 ^{ème} étage	306	(30×30)	30 > 25	30 > 15,3	0,25 < 1 < 4
6 ^{ème} étage	306	(35×35)	35 > 25	35 > 15,3	0,25 < 1 < 4
5 ^{ème} étage	306	(35×35)	35 > 25	35 > 15,3	0,25 < 1 < 4
4 ^{ème} étage	306	(40×40)	40 > 25	40 > 15,3	0,25 < 1 < 4
3 ^{ème} étage	306	(40×40)	40 > 25	40 > 15,3	0,25 < 1 < 4
2 ^{ème} étage	408	(45×45)	45 > 25	45 > 20,4	0,25 < 1 < 4
1 ^{ier} étage	408	(45×45)	45 > 25	45 > 20,4	0,25 < 1 < 4
RDC	476	(50×50)	50 > 25	50 > 23,8	0,25 < 1 < 4

CHAPITRE III

Calcul des éléments secondaires

Chapitre III : Calcul des éléments secondaires

III.1 Introduction

Dans une structure quelconque on distingue deux types d'éléments:

- Les éléments porteurs principaux qui contribuent aux contreventements.
- Les éléments secondaires qui ne contribuent pas directement au contreventement.

Les éléments secondaires à calculer dans ce chapitre sont : les escaliers, l'acrotère, les planchers à corps creux, les balcons.

III.2 Etude des escaliers

III.2.1 Calcul de ferrailage

On va étudier l'escalier à trois volée avec une poutre palière brisée qui se trouve être l'escalier le plus défavorable (bloc C au niveau de RDC).

A) 1^{ère} Volée

On utilise la poutre du portique comme appuis à la première extrémité et la poutre palière brisée à la deuxième extrémité.

- Les charges et surcharges

- ✓ Palier

$$G_{pai} = 6,54 \text{ KN/m}^2$$

$$Q = 2,5 \text{ KN/m}^2$$

- ✓ Paillasse

$$G_{pai} = 10,54 \text{ KN/m}^2$$

$$Q = 2,5 \text{ KN/m}^2$$

- Combinaison de charge

- ✓ Palier

$$\text{ELU} : q_{u_{pai}} = 1,35G_{pai} + 1,5Q = 1,35(6,54) + 1,5(2,5) = 12,58 \text{ KN/m}^2$$

$$\text{ELS} : q_{ser_{pai}} = G_{pai} + Q = 6,54 + 2,5 = 9,04 \text{ KN/m}^2$$

- ✓ Paillasse

$$\text{ELU} : q_{u_{pai}} = 1,35G_{pai} + 1,5Q = 1,35(10,54) + 1,5(2,5) = 17,98 \text{ KN/m}^2$$

$$\text{ELS} : q_{ser_{pai}} = G_{pai} + Q = 10,54 + 2,5 = 13,04 \text{ KN/m}^2$$

- Schéma statique

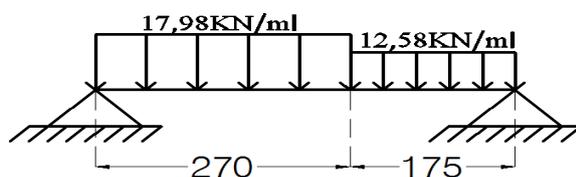


Schéma statique à L'ELU

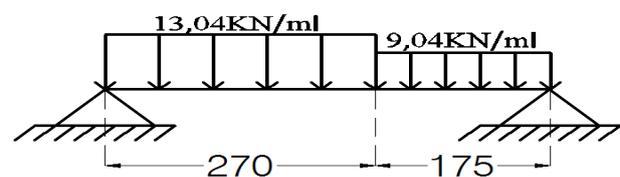


Schéma statique à L'ELS

- Détermine les moments fléchissant et les efforts tranchants

On utilisant le logiciel de calcul en flexion (RDM6).

✓ ELU

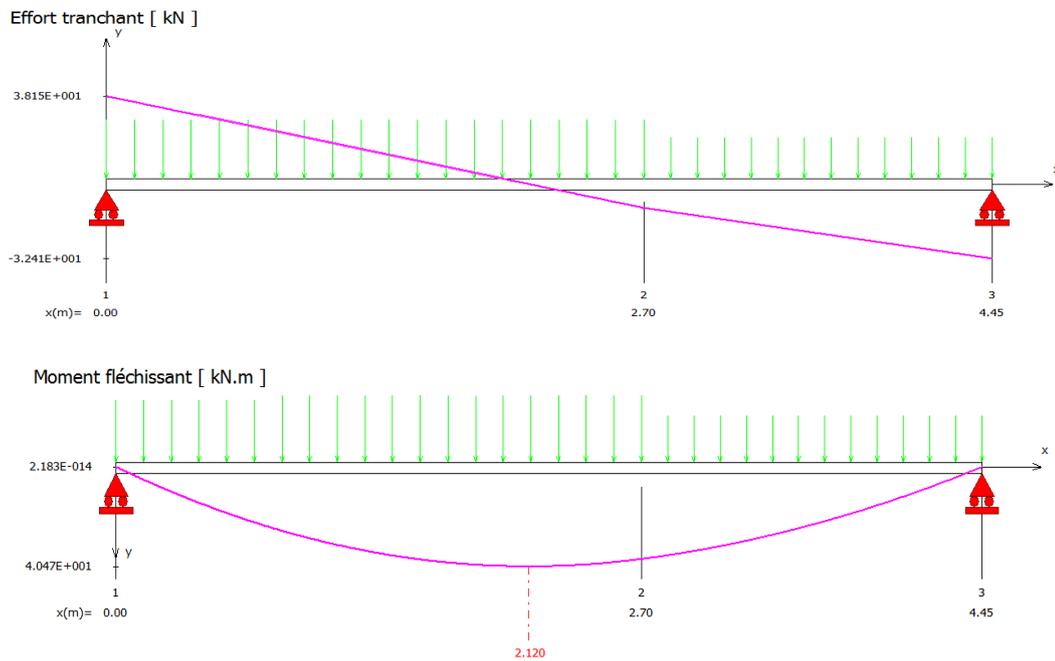


Figure III-1: Diagramme des moments fléchissant et des efforts tranchants à l'ELU.

✓ ELS

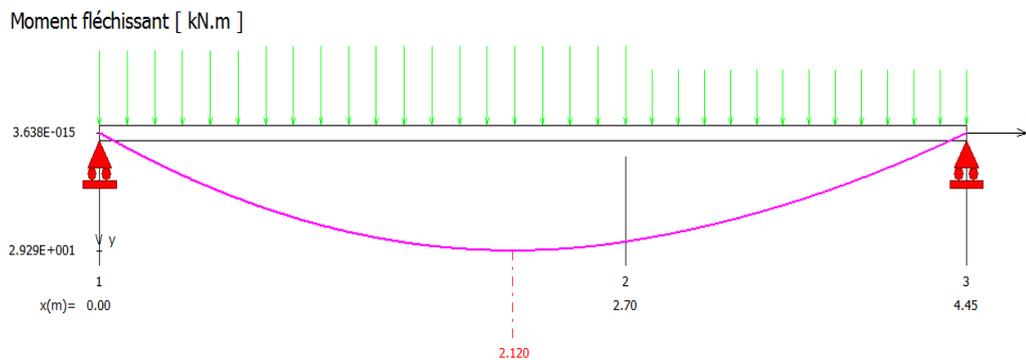


Figure III-2: Diagramme des moments fléchissant à l'ELS.

Conclusion

Tableau III-1: les sollicitations

Sollicitation	ELU	ELS
Le moment maximal	$M_{max} = 40,47\text{KN.m}$	$M_{max} = 29,29\text{KN.m}$
Le moment maximal en travée	$M_t = 34,40\text{KN.m}$	$M_t = 24,90\text{KN.m}$
Le moment maximal en appuis	$M_a = 12,14\text{KN.m}$	$M_a = 8,79\text{KN.m}$
L'effort tranchant maximal	$T_{max} = 38,15\text{KN}$	—

Remarque: les appuis doivent équilibrer un moment $M_a = 0,3M_{max}$ qui conduit a un moment réduit en travée $M_t = 0,85M_{max}$

A.1) Calcul à l'ELU**A.1.1) En travée**

$h = 20\text{cm}$, $b = 100\text{cm}$, $d = 0,9h = 18\text{cm}$, $M_u = M_t = 34,40\text{KN.m}$, $f_{bu} = 14,2\text{MPa}$

➤ **Le moment réduit ultime**

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{b d^2 f_{bu}} = \frac{34,40 \times 10^5}{100 \times (18)^2 \times 14,2 \times 10^2} = 0,075$$

➤ **Le moment réduit critique [Livre précis de calcul BA P117]**

$$\mu_c = 0,80\alpha_c(1 - 0,4\alpha_c)$$

On à:

$$\left. \begin{aligned} \alpha_c &= \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{cj}}{100} \\ \gamma &= \frac{M_{tu}}{M_{tser}} = \frac{34,40}{24,90} = 1,38 \end{aligned} \right\} \Rightarrow \alpha_c = \frac{1,38 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0,44$$

Donc:

$$\mu_c = 0,80 \times 0,44 [1 - (0,4 \times 0,44)] = 0,290$$

Vérification

$$\mu_{bu} = 0,075 < \mu_c = 0,290 \Rightarrow \text{pas d'aciers comprimés } (A'_s = 0)$$

Calcul le bras de levier

$$Z_u = d(1 - 0,4\alpha_u)$$

$$\alpha_u = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2(0,075)}) = 0,0976$$

Donc:

$$Z_u = 18 [1 - 0,4(0,0976)] = 17,30\text{cm}$$

➤ **Calcul la section théorique d'acier**

$$A_s = \frac{M_u}{Z_u \cdot \sigma_{su}} = \frac{M_u}{Z_u \cdot \frac{f_e}{\gamma_s}} = \frac{34,40 \times 10^3}{17,30 \times \frac{400}{1,15}} = 5,72\text{cm}^2$$

➤ **La section d'armature réelle**

$$6\text{HA } 12 \rightarrow 6,79\text{cm}^2$$

➤ **Section d'armature minimale**

La condition de non fragilité impose une section minimale d'armature:

$$\rho = \frac{A_{min}}{bd} \geq 0,23f_{tj}A_{min} = 0,23bd \frac{f_{tj}}{f_e} \dots\dots \text{ [BAEL91 Art A.4.2]}$$

$$A_{min} = 0,23bd \frac{f_{tj}}{f_e} = 0,23 \times 100 \times 18 \times \frac{2,1}{400} = 2,17\text{cm}^2$$

$$A_{min} = 2,17\text{cm}^2 < A_s = 6,79\text{cm}^2 \dots\dots\dots \text{ Condition vérifiée}$$

➤ **L'espacement**

$$\left. \begin{aligned} S_t &= \frac{b}{n} \\ b &= 100\text{cm} \\ n &= 6 : \text{nombre des barres} \end{aligned} \right\} S_t = \frac{100}{6} = 16,66\text{cm}; \text{ On adopte } S_t = 15\text{cm}$$

➤ **Vérification de disposition d'armature longitudinales [BAEL99 Art A.8.2,42]**

$$S_t < \min\{3h ; 33\text{cm}\} = \min\{60 ; 33\text{cm}\} = 33\text{cm}$$

$$S_t = 15\text{cm} < 33\text{cm} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

➤ **Armature de répartition**

$$A_r = \frac{A_s}{4} = \frac{6,79}{4} = 1,7\text{cm}^2 \dots\dots\dots \text{[BAEL91 Art A.8.2,41]}$$

Remarque: $A_r = \frac{A_s}{3}$; si les charges appliquées comprennent des efforts concentrés

On adopte: $A_r = 3,93\text{cm}^2 \rightarrow 5\text{HA}10$

➤ **L'espacement des armatures de répartition**

$$S_t = \frac{100}{5} = 20\text{cm}$$

➤ **Vérification de disposition d'armature de répartition**

$$S_t < \min\{4h ; 45\text{cm}\} = \min\{80 ; 45\text{cm}\} = 45\text{cm}$$

$$S_t = 20\text{cm} < 45\text{cm} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

A.1.2) Sur appuis

$h = 20\text{cm}$, $b = 100\text{cm}$, $d = 0,9h = 18\text{cm}$, $M_u = M_a = 12,14\text{KN.m}$, $f_{bu} = 14,2\text{MPa}$

➤ **Le moment réduit ultime**

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{b d^2 f_{bu}} = \frac{12,14 \times 10^5}{100 \times (18)^2 \times 14,2 \times 10^2} = 0,026$$

➤ **Le moment réduit critique**

$$\left. \begin{aligned} \gamma &= \frac{M_{au}}{M_{aser}} = \frac{12,14}{8,79} = 1,38 \\ \alpha_c &= \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0,44 \end{aligned} \right\} \Rightarrow \mu_c = 0,80 \times 0,44 [1 - (0,4 \times 0,44)] = 290$$

Vérification

$$\mu_{bu} = 0,026 < \mu_c = 0,290 \Rightarrow \text{pas d'aciers comprimés } (A'_s = 0)$$

➤ **Calcul le bras de levier**

$$Z_u = d (1 - 0,4\alpha_u)$$

$$\alpha_u = 1,25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 1,25 (1 - \sqrt{1 - 2(0,026)}) = 0,0329$$

Donc:

$$Z_u = 18 [1 - 0,4(0,0329)] = 17,76\text{cm}$$

➤ **Calcul la section théorique d'acier**

$$A_s = \frac{M_u}{Z_u \cdot \sigma_{su}} = \frac{M_u}{Z_u \cdot \frac{f_e}{\gamma_s}} = \frac{12,14 \times 10^3}{17,76 \times \frac{400}{1,15}} = 1,97 \text{cm}^2$$

➤ **La section d'armature réelle**

$$5\text{HA}10 \rightarrow 3,93 \text{cm}^2$$

➤ **L'espaceur**

$$S_t = \frac{100}{5} = 20 \text{cm}$$

➤ **Vérification de disposition d'armature**

$$S_t < \min\{3h ; 33\text{cm}\} = \min\{60 ; 33\text{cm}\} = 33 \text{cm}$$

$$S_t = 20 \text{cm} < 33 \text{cm} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

➤ **Section d'armature minimale**

$$A_{min} = 0,23bd \frac{f_{tj}}{f_e} = 0,23 \times 100 \times 18 \times \frac{2,1}{400} = 2,17 \text{cm}^2$$

$$A_{min} = 2,17 \text{cm}^2 < A_s = 3,93 \text{cm}^2 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

➤ **Armature de répartition**

$$A_r = \frac{A_s}{4} = \frac{3,93}{4} = 0,98 \text{cm}^2$$

$$\text{On adopte: } A_r = 3,93 \text{cm}^2 \rightarrow 5\text{HA}10$$

➤ **L'espaceur des aciers de répartition**

$$S_t = \frac{100}{5} = 20 \text{cm}$$

➤ **Vérification de disposition d'armature de répartition**

$$S_t < \min\{4h ; 45\text{cm}\} = \min\{80 ; 45\text{cm}\} = 45 \text{cm}$$

$$S_t = 20 \text{cm} < 45 \text{cm} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

A.2) Vérification de la contrainte de compression du béton à l'ELS

On doit vérifier: $\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y \leq \bar{\sigma} = 0,6f_{c28} = 15 \text{MPa}$

A.2.1) En travée

- **Détermine la position de l'axe neutre [Livre précis de calcul BA P130]**

D'après l'équation des moments statique par rapport à la fibre neutre:

$$\frac{by^2}{2} + nA'_s(y - d') - nA_s(d - y) = 0 \quad \text{tel que: } A'_s = 0 ; n = 15$$

$$\frac{100y^2}{2} - 15 \times 6,79 (18 - y) = 0$$

$$50y^2 + 101,85y - 1833,3 = 0$$

$$\sqrt{\Delta} = 614,03$$

$$y = 5,12 \text{cm}$$

- Détermine le moment d'inertie de la section homogène réduite

$$I = \frac{by^3}{3} + nA'_s(y - d)^2 + nA_s(d - y)^2$$

$$= \frac{100(5,12)^3}{3} + 15 \times 6,79 (18 - 5,12)^2$$

$$= 21370,27\text{cm}^4$$

Alors:

$$\sigma_{bc} = \frac{24,90}{21370,27} \times 5,12 \times 10^3 = 5,97\text{MPa} < \bar{\sigma} = 0,6f_{c28} = 15\text{MPa} \dots\dots\dots \text{Condition Vérifiée}$$

A.2.2) Sur appuis

- Détermine la position de l'axe neutre

$$\frac{100y^2}{2} - 15 \times 3,93(18 - y) = 0$$

$$50y^2 + 58,95y - 1061,1 = 0$$

$$\sqrt{\Delta} = 468,62$$

$$y = 4,1\text{cm}$$

- Détermine le moment d'inertie de la section homogène réduite

$$I = \frac{100(4,1)^3}{3} + 15 \times 3,93(18 - 4,1)^2$$

$$= 13687,1\text{cm}^4$$

Alors:

$$\sigma_{bc} = \frac{8,79}{13687,1} \times 4,1 \times 10^3 = 2,63\text{MPa} < \bar{\sigma} = 0,6f_{c28} = 15\text{MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

A.3) Vérification de la contrainte de traction de l'acier a l'ELS

On doit vérifier: $\sigma_{st} = n \frac{M_{ser}}{I} (d - y) \leq \bar{\sigma}_{st}$ = suivant cas de fissuration

$\bar{\sigma}_{s1} = f_e$: pas de limitation.....	FPP	} ... [BAEL91 Art A.4.5,3]
$\bar{\sigma}_{st} = \bar{\sigma}_{s2} = \min (\frac{2}{3} f_e ; \max (0,5f_e ; 110 \sqrt{\eta \cdot f_{tj}})$	FP	
$\bar{\sigma}_{s3} = 0,8\bar{\sigma}_{s2}$	FTP	

Pour acier FeE400:

$$\left\{ \begin{array}{l} \bar{\sigma}_{s1} = f_e = 400\text{MPa} \\ \bar{\sigma}_{st} = \bar{\sigma}_{s2} = 201,63\text{MPa} \\ \bar{\sigma}_{s3} = 161,3\text{MPa} \end{array} \right.$$

A.3.1) En travée

$$\sigma_{st} = 15 \times \frac{24,90}{21370,27} (18 - 5,12) \times 10^3 = 167,28\text{MPa}$$

Fissuration préjudiciable: $\sigma_{st} = 225,11\text{MPa} > \bar{\sigma}_{st} = \bar{\sigma}_{s2} = 201,63\text{MPa}$... Condition non vérifiée

Remarque: la contrainte de traction de l'acier est supérieur a la contrainte limite ($\sigma_{st} > \overline{\sigma_{st}}$); dans ce cas il faut recalculer la section d'acier tendue [BAEL91 P143]

A.3.1.1) Ferrailage à l'ELS

➤ **Calcul de (u)**

$$u = \frac{30 M_{ser}}{bd^2 \overline{\sigma_s}} = \frac{30 \times 24,90 \times 10^6}{1000 \times (180)^2 \times 201,63} = 0,11$$

➤ **Calcul de (λ)**

$$\lambda = 1 + u = 1 + 0,11 = 1,11$$

➤ **Calcul de (\emptyset)**

$$\cos \emptyset = \frac{1}{\lambda \sqrt{\lambda}} \Rightarrow \emptyset = \cos^{-1}\left(\frac{1}{1,11 \sqrt{1,11}}\right) = 0,55 \text{rad}$$

➤ **Calcul de (α)**

$$\alpha = 1 + 2\sqrt{\lambda} \cos\left(\frac{4\pi}{3} + \emptyset\right) = 1 + 2\sqrt{1,11} \times \cos\left(\frac{(4 \times 3,14) + 0,55}{3}\right) = 0,29$$

➤ **La nouvelle section d'armature**

$$A_{cal} = \frac{\alpha^2}{30(1-\alpha)} bd = \frac{(0,29)^2}{30(1-0,29)} \times 100 \times 18 = 7,11 \text{cm}^2$$

On adopte: $A_s = 7,92 \text{cm}^2 \Rightarrow (7T12)$

A.3.2) Sur appuis

$$\sigma_{st} = 15 \times \frac{8,79}{13687,1} (18 - 4,1) \times 10^3 = 133,9 \text{MPa}$$

Fissuration préjudiciable: $\sigma_{st} = 133,9 \text{MPa} < \overline{\sigma_{st}} = \overline{\sigma_{s2}} = 201,63 \text{MPa} \dots\dots\dots$ Condition vérifiée

A.4) Vérification de l'effort tranchant

On doit vérifiée: $\tau_u \leq \overline{\tau_u}$

$$\tau_u = \frac{T_{max}}{bd} \dots\dots\dots [\text{BAEL91 Art A.5.1,1}]$$

$$\overline{\tau_u} = \min\left(\frac{0,15 f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{MPa}\right) = 2,5 \text{MPa} \dots\dots\dots [\text{BAEL91 Art A.5.1,211}]$$

$$\tau_u = \frac{38,15 \times 10^3}{1000 \times 180} = 0,212 \text{MPa} < \overline{\tau_u} = 2,5 \text{MPa} \dots\dots$$
 Condition vérifiée

A.5) Vérification de la flèche

Nous devons vérifier les conditions suivantes:

$\frac{A_s}{b_0 d} = \frac{7,92}{100 \times 18} = 0,0044 < \frac{4,2}{f_e} = 0,0105 \dots\dots\dots$ Condition vérifiée	} [BAEL91 art B.6.5,1]
$\frac{h}{l} = \frac{20}{445} = 0,045 < \frac{1}{16} = 0,063 \dots\dots\dots$ Condition non vérifiée	
$\frac{h}{l} = 0,045 < \frac{M_t}{10 M_0} = \frac{24,90}{10 \times 29,29} = 0,085 \dots\dots$ Condition non vérifiée	

Étant donné qu'une condition sur trois n'est pas vérifiée, donc le calcul de la flèche devient obligatoire.

A.5.1) Estimation de la flèche par la méthode de (calcul globale)

$$\Delta f_t = f_{gv} - f_{ji} + f_{pi} - f_{gi} \dots \dots \dots [\text{BAEL91 art B.6.5,2}]$$

Tel que:

$f_{pi} = f_{ser}$: flèche instantanée due à l'ensemble des charges permanentes et d'exploitation

$f_{gv} = 0,8f_{ser}$: flèche différée due à l'ensemble des charges permanentes

$f_{gi} = 0,4f_{ser}$: flèche instantanée due à l'ensemble des charges permanentes

$f_{ji} = 0,2f_{ser}$: flèche instantanée due aux charges permanentes appliquées moment de la mise en œuvre des cloisons

Avec:

$$f_{ser} = \frac{M_{ser_{max}} L^2}{10 E_i I_{fi}} \dots \dots \dots [\text{BAEL91 P161}]$$

- $M_{ser_{max}}$: Le moment fléchissant maximal à l'ELS
- I_{fi} : Le moment d'inertie fictif
- E_i : Module de déformation instantanée

Calcul le moment d'inertie de la section totale homogène

On suppose que le centre de gravité de la section totale homogène est au centre géométrique.

$$I_0 = \frac{bh^3}{12} + n \left[A_s \left(\frac{h}{2} - d'' \right)^2 + A'_s \left(\frac{h}{2} - d' \right)^2 \right]$$

$$d'' = d' = h - d$$

Alors:

$$I_0 = \frac{100 \times (20)^3}{12} + 15 \times 7,92 \times \left(\frac{20}{2} - 2 \right)^2 = 74269,87 \text{ cm}^4$$

$$\lambda_i = \frac{0,05 f_{t28}}{\left(2 + 3 \frac{b_0}{b} \right) \rho} = \frac{0,05 \times 2,1}{\left(2 + 3 \frac{100}{100} \right) \times 0,0044} = 4,77 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = 15 \times \frac{24,90}{74269,87} (18 - 5,46) \times 10^3 = 63,06 \text{ MPa}$$

$$u = 1 - \frac{1,75 f_{t28}}{4 \rho \sigma_s + f_{t28}} = 1 - \frac{1,75 \times 2,1}{(4 \times 0,0044 \times 63,06) + 2,1} = -0,15 \Rightarrow u = 0$$

$$I_{fi} = \frac{1,1 I_0}{1 + \lambda_i u} = \frac{1,1 \times 74269,87}{1 + (4,77 \times 0)} = 81696,86 \text{ cm}^4$$

$$f_{ser} = \frac{M_{t_{ser}} l^2}{10 E_i I_{fi}} = \frac{24,9 \times (4,45)^2}{10 \times 32164,2 \times 81696,86} \times 10^5 \Rightarrow f_{ser} = 1,88 \times 10^{-3} \text{ m}$$

Donc:

$$\Delta f_t = 1,2 f_{ser} = 1,2 \times 1,88 \times 10^{-3} = 2,26 \times 10^{-3} \text{ m}$$

$$\Delta f_t = 2,26 \times 10^{-3} < \bar{f} = 8,9 \times 10^{-3} \text{ m} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée « Il n'y a pas risque de la flèche »}$$

A.6) Vérification de la contrainte d'adhérence des barres

On doit vérifier:

$$\tau_{se} = \frac{V_u}{0,9d \sum U} \leq \tau_{se,u} = \Psi_s f_{tj} \dots\dots\dots [\text{BAEL91 art A.6.1,3}]$$

τ_{se} : La contrainte d'adhérence d'entraînement

$\tau_{se,u}$: La contrainte d'adhérence d'entraînement limite ultime

$V_u = T_{u,max} = 38,15\text{KN} = 38,15 \times 10^3 \text{ N}$: l'effort tranchant maximal à l'ELU

$d = 118\text{cm}$: La hauteur utile de la section

$\sum U = n \pi \Phi$: Le périmètre utile

$\Psi_s = 1,5$: Pour les barres a haute adhérence

$f_{tj} = 2,1\text{MPa}$

Alors:

$$\sum U = n \pi \Phi = 5 \times 3,14 \times 10 = 157\text{mm}, (\text{Sur appuis})$$

$$\tau_{se} = \frac{38,15 \times 10^3}{0,9 \times 180 \times 157} = 1,5\text{MPa} \leq \tau_{se,u} = 1,5 \times 2,1 = 3,15\text{MPa}$$

Donc il n'est a pas un risque d'entraînement des barres

B) 2^{ème} Volée

- **Les charges et surcharges de la paillasse**

$$G_{pai} = 10,59\text{KN/m}^2$$

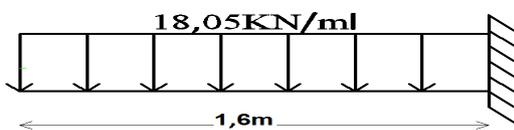
$$Q = 2,5\text{KN/m}^2$$

- **Combinaison de charge**

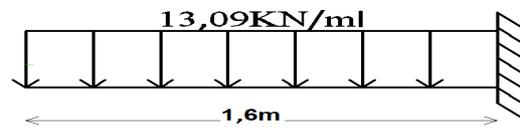
$$q_{u,pai} = 1,35G_{pai} + 1,5Q = 1,35(10,59) + 1,5(2,5) = 18,05 \text{ KN/m}^2$$

$$q_{ser,pai} = G_{pai} + Q = 10,59 + 2,5 = 13,09 \text{ KN/m}^2$$

- **Schéma statique**



Schema statique a L'ELU



Schema statique a L'ELS

- **Calcul des moments fléchissant et des efforts tranchants**

Tableau III-2: les sollicitations de 2^{ème} volée

Sollicitations	ELU	ELS
Le moment maximal	$M_{max} = 23,10\text{KN.m}$	$M_{max} = 16,76\text{KN.m}$
Le moment maximal en travée	$M_t = 19,64\text{KN.m}$	$M_t = 14,25\text{KN.m}$
Le moment maximal en appuis	$M_a = 6,93\text{KN.m}$	$M_a = 5,01\text{KN.m}$
L'effort tranchant maximal	$T_{max} = 28,88\text{KN}$	—

B.1) Calcul de ferrailage

Tableau III-3: Ferrailage à l'ELU

	En travée	En appuis
Le moment réduit ultime μ_{bu}	0,043	0,015
La position relative de l'axe neutre α_c	0,439	0,442
Le moment réduit ultime de référence μ_c	0,290	0,291
Comparaison	$\mu_{bu} < \mu_c$	$\mu_{bu} < \mu_c$
Section d'armature comprimée A'_s ; [cm ²]	0	0
La valeur de (α_u)	0,055	0,019
Le bras de levier Z_u ; [cm]	17,60	17,86
La section théorique d'acier A_{cal} ; [cm ²]	3,21	1,12
La section d'armature réelle A_s ; [cm ²]	5,5 (7T10)	3,93 (5T10)
Section d'armature minimale: A_{min} ; [cm ²]	2,17	2,17
L'espacement S_t (armatures longitudinales) ; [cm]	15	20
Armature de répartition calculée A_r ; [cm ²]	1,38	0,98
Section d'armature de répartition adopter A_r ; [cm ²]	3,93 (5T10)	3,93 (5T10)
L'espacement S_t (armatures de réparation) ; [cm]	20	20

B.2) Vérification

Tableau III-4: Vérification des contraintes

	En travée	En appuis	Vérification
la position de l'axe neutre (y) [cm]	4,687	4,055	
le moment quadratique par rapport a l'axe neutre (I) [cm ⁴]	18054,096	13686,144	
La contrainte en compression de béton à l'ELS (σ_{bc}) [MPa]	3,699	1,484	$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_b$
La contrainte limite en compression de béton à l'ELS ($\bar{\sigma}_b$) [MPa]	15	15	Condition vérifiée
La contrainte en traction de l'acier à l'ELS (σ_{st}) [MPa]	157,620	76,572	$\sigma_{st} < \bar{\sigma}_{st}$
La contrainte limite en traction de l'acier à l'ELS ($\bar{\sigma}_{st}$) [MPa]	201,63	201,63	Condition vérifiée
La contrainte tangente ultime (τ_u) [MPa]	0,16		$\tau_u < \bar{\tau}_u$
La contrainte tangente limite ultime ($\bar{\tau}_u$) [MPa]	2,5		Condition vérifiée
La contrainte d'adhérence d'entraînement (τ_{se}) [MPa]	1,14		$\tau_{se} < \tau_{se,u}$
contrainte d'adhérence d'entraînement limite ultime ($\tau_{se,u}$) [MPa]	3,15		Condition vérifiée

B.3) Vérification de la flèche

$$\frac{A_s}{b_0 d} = \frac{5,5}{100 \times 18} = 0,0031 < \frac{4,2}{f_e} = \frac{4,2}{400} = 0,0105 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

$$\frac{h}{l} = \frac{20}{165} = 0,12 > \frac{1}{16} = 0,063 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

$$\frac{h}{l} = 0,12 > \frac{M_t}{10 M_0} = \frac{19,64}{10 \times 23,10} = 0,085 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

III.2.1.1 Schéma de ferrailage d l'escalier

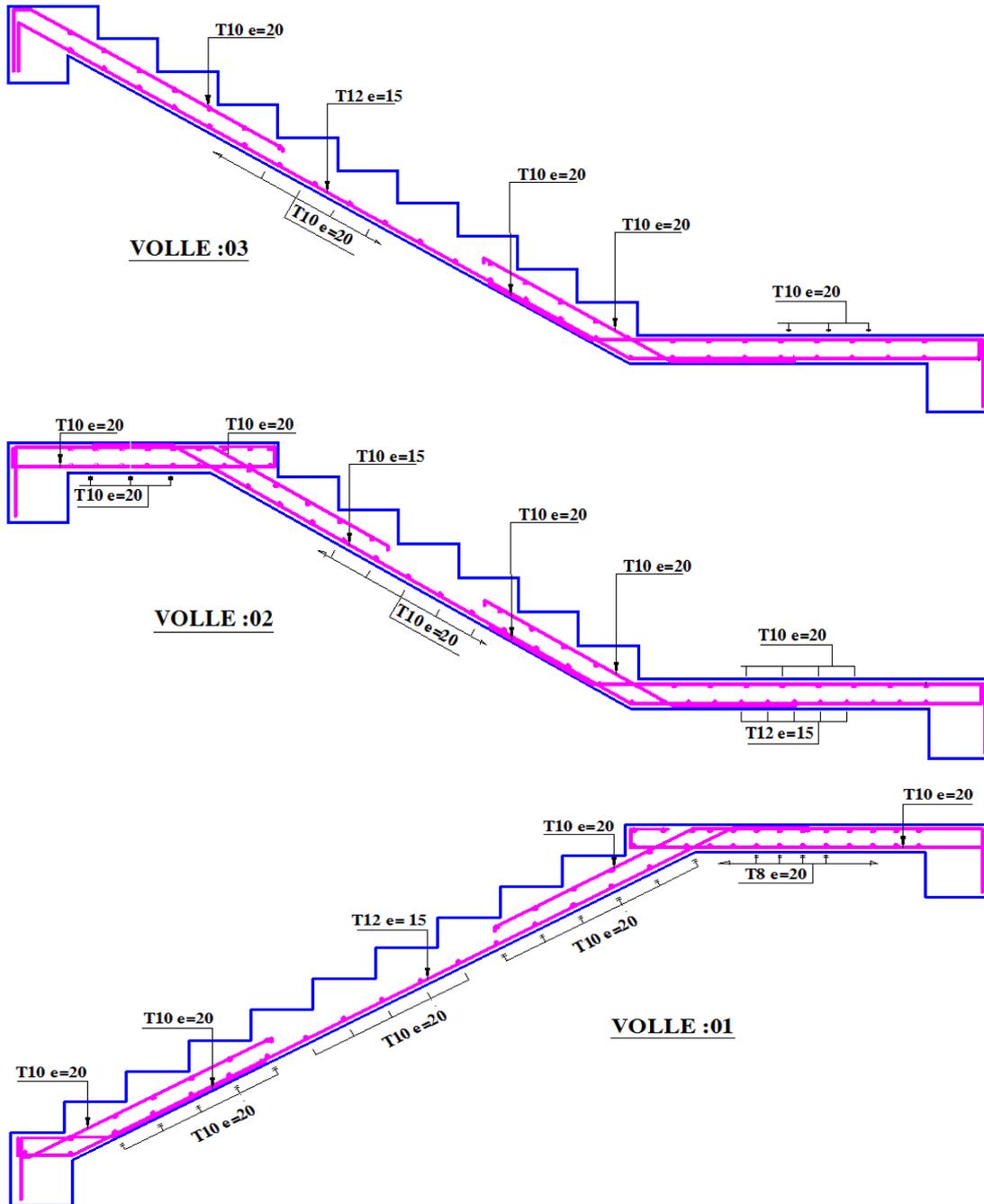


Figure III-3: schéma de ferrailage.

III.2.2 Etude de la poutre palière brisée

A) Pré dimensionnement

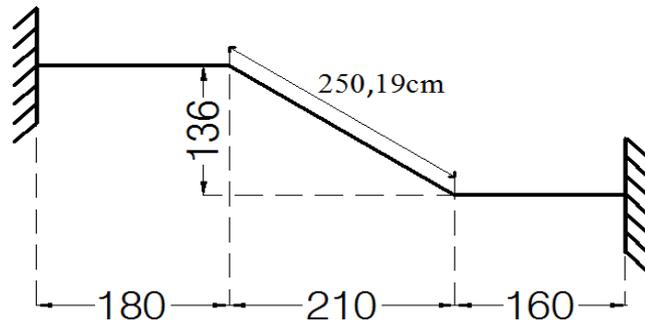
$$\frac{L_{max}}{15} \leq h \leq \frac{L_{max}}{10}$$

Avec:

$$L_{max} = 180 + 250,19 + 160 = 590,19\text{cm}$$

Donc:

$$\frac{590,19}{15} \leq h \leq \frac{590,19}{10} \Rightarrow 39,35 \leq h \leq 59,02\text{cm} \Rightarrow \text{On adopte: } \boxed{h = 40\text{cm}}$$



Largeur de la poutre

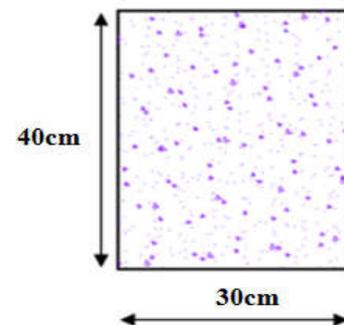
$$0,3h \leq b \leq 0,8h$$

b : largeur de la poutre

Alors:

$$0,3(40) \leq b \leq 0,8(40) \Rightarrow 12 \leq b \leq 32$$

On adopte: $\boxed{b = 30\text{cm}}$



A.1) Vérification

Selon [RPA 99 art 7.5]

Les poutres doivent respecter les dimensions ci-après:

- $b \geq 20\text{cm} \longrightarrow b = 30\text{cm} > 20\text{cm}$
 - $h \geq 30\text{cm} \longrightarrow h = 40\text{cm} > 30\text{cm}$
 - $h/b \leq 4,0 \longrightarrow h/b = 40/30 = 1,33 < 4$
- } Conditions vérifiées

B) Détermination des charges et surcharges

❖ Poids propre de la poutre palière (G_{pp}):

$$G_{pp} = \gamma_{BA} \times b \times h = 25 \times 0,30 \times 0,40 = 3,00\text{KN/ml}$$

❖ Le poids propre de mur sur la poutre (G_m):

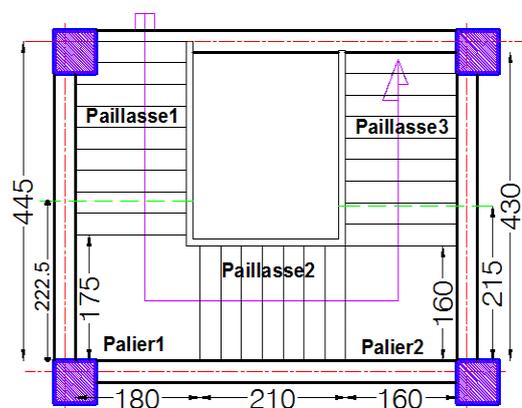
➤ Enduit en plâtre:

$$\gamma_p \cdot e \cdot n = (10 \times 0,02) \times 2 = 0,4\text{KN/m}^2$$

n: nombre des surfaces

➤ Brique creuse intérieure:

$$\gamma_{BA} \cdot e \cdot n = (9 \times 0,10) \times 2 = 1,8\text{KN/m}^2$$



$$\left. \begin{aligned} G_m &= (0,4 + 1,8) \times h' \\ h' &= H_{\text{étage}} - H_{1^{\text{ere}} \text{ Volée}} = 4,76 - 1,70 = 3,06\text{m} \end{aligned} \right\} \Rightarrow G_m = (0,4+1,8) \times 3,06 = 6,73\text{KN/ml}$$

❖ Poids propre du 1^{iere} Volée:

$$G_1 = [G_{pal} \times 1,75] + [G_{pai_1} \times (\frac{4,45}{2} - 1,75)] = [6,54 \times 1,75] + [10,54 \times 0,475] = 16,45\text{KN/ml}$$

❖ Poids propre du 2^{eme} Paillasse:

$$G_2 = [G_{pai_2} \times 1,75] = [10,59 \times 1,75] = 18,53 \text{ KN/ml}$$

❖ Poids propre du 3^{eme} Volée:

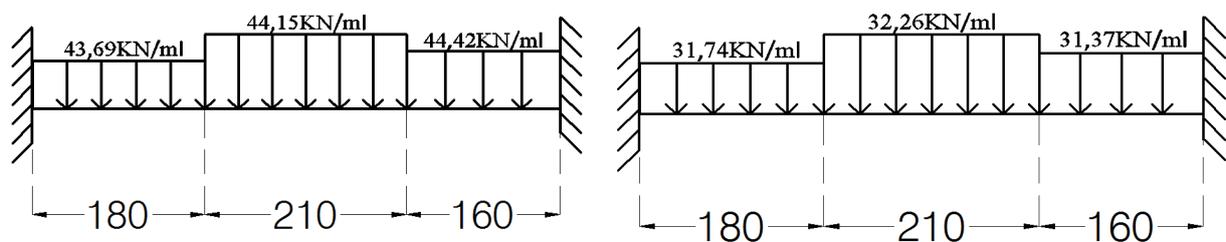
$$G_3 = [G_{pal} \times 1,60] + [G_{pai_3} \times (\frac{4,30}{2} - 1,60)] = [6,54 \times 1,60] + [10,54 \times 0,55] = 16,26\text{KN/ml}$$

C) Combinaison de charge

Tableau III-5: Combinaison de charge à l'ELU et l'ELS

ELU			
	Combinaison d'action	calcul	Résultat
q _{u1}	1,35[G _{pp} +G _m +G ₁] + 1,5[Q × 2,225]	1,35[3+6,73+16,45] + 1,5[2,5×2,225]	43,69
q _{u2}	1,35[G _{pp} +G _m +G ₂] + 1,5[Q×1,60]	1,35[3+6,73+18,53] + 1,5[2,5×1,60]	44,15
q _{u3}	1,35[G _{pp} +G _m +G ₃] + 1,5[Q×2,15]	1,35[3+6,73+16,26] + 1,5[2,5×2,15]	43,15
ELS			
q _{ser1}	[G _{pp} +G _m +G ₁] + [Q×2,225]	[3+6,73+16,45] + [2,5×2,225]	31,74
q _{ser2}	[G _{pp} +G _m +G ₂] + [Q×1,60]	[3+6,73+18,53] + [2,5×1,60]	32,26
q _{ser3}	[G _{pp} +G _m +G ₃] + [Q×2,15]	[3+6,73+16,26] + [2,5×2,15]	31,37

D) Schéma statique



Schema statique a L'ELU

Schema statique a L'ELS

E) Calcul des moments fléchissant et des efforts tranchants

Tableau III-6: les sollicitation

sollicitations	ELU	ELS
Le moment maximal	M _{max} = 111,3KN.m	M _{max} = 80,63KN.m
Le moment maximal en travée	M _t = 55,44KN.m	M _t = 40,46KN.m
Le moment maximal en appuis	M _a = 111,3KN.m	M _a = 80,63N.m
L'effort tranchant maximal	T _{max} = 121,7KN	T _{max} = 87,76KN

F) Calcul à l'ELU

$h = 40\text{cm} ; b = 30\text{cm} ; d = 0,9h = 36\text{cm}$

Tableau III-7: Ferrailage à l'ELU

	En travée	Sur appuis
μ_{bu}	0,1	0,202
α_c	0,435	0,440
μ_c	0,287	0,290
Comparaison	$\mu_{bu} < \mu_c$	$\mu_{bu} < \mu_c$
A'_s [cm ²]	0	0
α_u	0,132	0,284
Z_u [cm]	34,1	31,91
A_{cal} [cm ²]	4,67	10,03
A_s [cm ²]	6,03	10,65
Choix des barres	3T16	3T16 + 3T14
A_{min} [cm ²]	1,30	1,30

F.1) Le pourcentage minimal des aciers longitudinaux pour (FeE400)

Selon [BAEL99 ArtB.6.4]

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{En travée: } A_s = 6,03\text{cm}^2 > A_{s_{min}} = 0,1\%B = 0,1\%(30 \times 40) = 1,2\text{cm}^2 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée} \\ \text{En appuis: } A_s = 10,65\text{cm}^2 > A_{s_{min}} = 0,2\%B = 0,2\%(30 \times 40) = 2,4\text{cm}^2 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée} \end{array} \right.$$

Selon [RPA Art7.5.2.1]

- Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre

$A_s = (10,65 + 6,03) = 16,68\text{cm}^2 > 0,5\%B = 6\text{cm}^2$

- Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux

➤ En zone courante: $A_s = (10,27 + 6,03) = 16,68\text{cm}^2 < 4\%B = 48\text{cm}^2 \dots\dots \text{Condition vérifiée}$

➤ En zone de recouvrement: $A_s = 16,68\text{cm}^2 < 6\%B = 72\text{cm}^2 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$

F.2) Les armatures transversales

➤ Diamètre des aciers transversaux: [BAEL99 artA.7.2,2]

$\Phi_t = \min \left\{ \Phi_L ; \frac{h}{35} ; \frac{b}{10} \right\} = \min \left(12 ; \frac{400}{35} ; \frac{300}{10} \right) = \min(12 ; 11,43 ; 30)$

$\Phi_t = 8\text{mm}$

- $\left\{ \begin{array}{l} \Phi_L: \text{Diamètre des armatures longitudinales (le plus petit diamètre utilisé)} \\ h: \text{la hauteur totale de la poutre} \\ b: \text{largeur de la poutre} \end{array} \right.$

➤ L'espacement des aciers transversaux: [BAEL99 artA.5.1,22]

$S_t \leq \min (0,9d ; 40\text{cm}) = \min (0,9 \times 0,9 \times 40 ; 40\text{cm}) = 32,40\text{cm}$

Soit: $S_t = 15\text{cm}$

- Calcul de la section minimale d'armature transversale: [BAEL99 artA.5.1,22]

$$\frac{A_t f_e}{b_0 S_t} \geq 0,4 \Rightarrow A_t \geq \frac{0,4 b_0 S_t}{f_e}$$

Donc:

$$A_t \geq \frac{0,4 \times 30 \times 15}{400} = 0.45 \text{cm}^2$$

On adopte: $A_t = 2,01 \text{cm}^2 \Rightarrow 4\text{HA}8$

F.2.1) Vérification de l'espacement

Selon [RPA Art7.5.2.2]

- **Zone nodale**

$S_t = 15 \text{cm} > \min\left(\frac{h}{4}; 12\Phi_L\right) = \min(10; 12(1,4)) = 10 \text{cm} \dots$ Condition n'est pas vérifiée

On adopte: $S_t = 10 \text{cm}$

- Détermine la longueur de la zone nodale (zone critique):

$$l_1 = 2h = 2(40) = 80 \text{cm}; \quad L: \text{longueur totale de la poutre}$$

- Le nombre des barres (n) pour (1ml):

$$n = \frac{l}{S_t} = \frac{100}{10} = 10 \text{ cadres}$$

- **Zone courante**

$S_t = 15 \text{cm} < \frac{h}{2} = \frac{40}{2} = 20 \text{cm} \dots\dots\dots$ Condition vérifiée

- Détermine la longueur de la zone courante:

$$l_2 = L - 2(l_1) = 550 - 2(80) = 390 \text{cm}$$

- Le nombre des barres (n) pour (1ml):

$$n = \frac{100}{S_t} = \frac{100}{15} = 7 \text{ cadres}$$

F.2.2) Vérification de la section d'armature transversale [RPA Art7.5.2.2]

Zone nodale: $A_{min} = 0,003 S_t b = 0,003 \times 10 \times 30 = 0,9 \text{cm}^2 < A_t = 2,01 \text{cm}^2 \dots\dots\dots$ Condition vérifiée

Zone courante: $A_{min} = 0,003 S_t b = 0,003 \times 15 \times 30 = 1,35 \text{cm}^2 < A_t = 2,01 \text{cm}^2 \dots$ Condition vérifiée

G) Vérification à l'ELU et l'ELS

Tableau III-8: Vérification des contraintes

	En travée	Sur appuis	Vérification
la position de l'axe neutre (y) [cm]	12,024	14,967	
le moment quadratique par rapport à l'axe neutre (I) [cm ⁴]	69378,94	104199,08	
La contrainte en compression de béton à l'ELS (σ_{bc}) [MPa]	7,012	11,581	$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_b$ Condition vérifiée
La contrainte limite en compression de béton à l'ELS ($\bar{\sigma}_b$) [MPa]	15	15	
La contrainte en traction de l'acier à l'ELS (σ_{st}) [MPa]	209,73	244,14	$\sigma_{st} > \bar{\sigma}_{st}$ Condition n'est pas vérifiée
La contrainte limite en traction de l'acier à l'ELS ($\bar{\sigma}_{st}$) [MPa]	201,63	201,63	
La contrainte tangente ultime (τ_u) [MPa]	0,813		$\tau_u < \bar{\tau}_u$ Condition vérifiée
La contrainte tangente limite ultime ($\bar{\tau}_u$) [MPa]	2,5		
La contrainte d'adhérence d'entraînement (τ_{se}) [MPa]	0,958		$\tau_{se} < \tau_{se,u}$ Condition vérifiée
contrainte d'adhérence d'entraînement limite ultime ($\tau_{se,u}$) [MPa]	3,15		

Remarque: la contrainte de traction de l'acier en travée et sur appuis est supérieur a la contrainte limite ($\sigma_{st} > \bar{\sigma}_{st}$); dans ce cas il faut recalculer la section d'acier tendue.

H) Ferrailage à l'ELS

H.1) En travée

➤ **Calcul de (u)**

$$u = \frac{30 M_{ser}}{bd^2 \bar{\sigma}_s} = \frac{30 \times 40,46 \times 10^6}{300 \times (360)^2 \times 201,63} = 0,15$$

➤ **Calcul de (λ)**

$$\lambda = 1 + u = 1 + 0,15 = 1,15$$

➤ **Calcul de (ϕ)**

$$\cos \phi = \frac{1}{\lambda \sqrt{\lambda}} \Rightarrow \phi = \cos^{-1} \left(\frac{1}{1,15 \sqrt{1,15}} \right) = 0,63 \text{ rad}$$

➤ **Calcul de (α)**

$$\alpha = 1 + 2\sqrt{\lambda} \cos \left(\frac{4\pi}{3} + \frac{\phi}{3} \right) = 1 + 2\sqrt{1,15} \times \cos \left(\frac{(4 \times 3,14) + 0,63}{3} \right) = 0,33$$

➤ **La nouvelle section d'armature**

$$A_{cal} = \frac{\alpha^2}{30(1-\alpha)} bd = \frac{(0,33)^2}{30(1-0,33)} \times 30 \times 36 = 6,29 \text{ cm}^2$$

On adopte: $A_s = 9,11 \text{ cm}^2 \Rightarrow (3T16+2T14)$

H.2) Sur appuis

➤ **Calcul de (u)**

$$u = \frac{30 M_{ser}}{bd^2 \bar{\sigma}_s} = \frac{30 \times 80,63 \times 10^6}{300 \times (360)^2 \times 201,63} = 0,31$$

➤ **Calcul de (λ)**

$$\lambda = 1 + u = 1 + 0,31 = 1,31$$

➤ **Calcul de (φ)**

$$\cos \varphi = \frac{1}{\lambda \sqrt{\lambda}} \Rightarrow \varphi = \cos^{-1} \left(\frac{1}{1,31 \sqrt{1,31}} \right) = 0,84 \text{rad}$$

➤ **Calcul de (α)**

$$\alpha = 1 + 2\sqrt{\lambda} \cos \left(\frac{4\pi}{3} + \frac{\varphi}{3} \right) = 1 + 2\sqrt{1,31} \times \cos \left(\frac{(4 \times 3,14) + 0,84}{3} \right) = 0,44$$

➤ **La nouvelle section d'armature**

$$A_{cal} = \frac{\alpha^2}{30(1-\alpha)} bd = \frac{(0,44)^2}{30(1-0,44)} \times 30 \times 36 = 12,45 \text{cm}^2$$

On adopte: $A_s = 14,67 \text{cm}^2 \Rightarrow (5T16 + 3T14)$

I) Vérification de la flèche

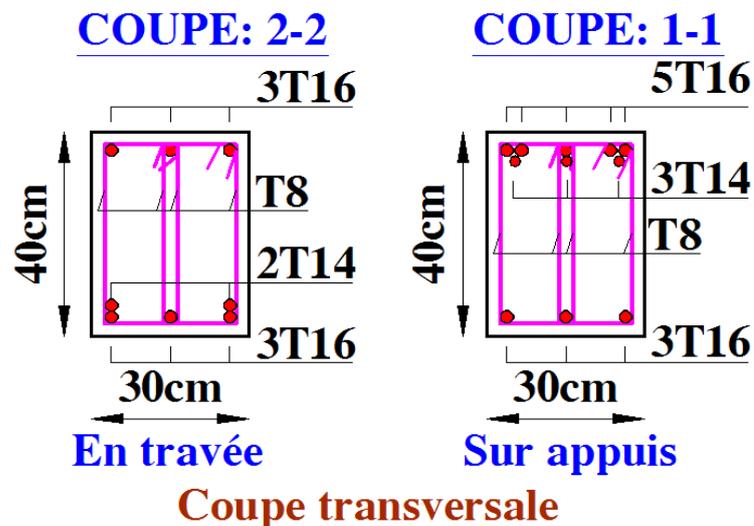
$$\frac{A_s}{b_0 d} = \frac{8,01}{30 \times 36} = 0,0074 < \frac{4,2}{f_e} = \frac{4,2}{400} = 0,0105 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

$$\frac{h}{l} = \frac{40}{550} = 0,073 > \frac{1}{16} = 0,063 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

$$\frac{h}{l} = 0,073 > \frac{M_t}{10 M_0} = \frac{40,46}{10 \times 80,63} = 0,05 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

Les trois conditions vérifiées,

III.2.2.1 Schéma de ferrailage



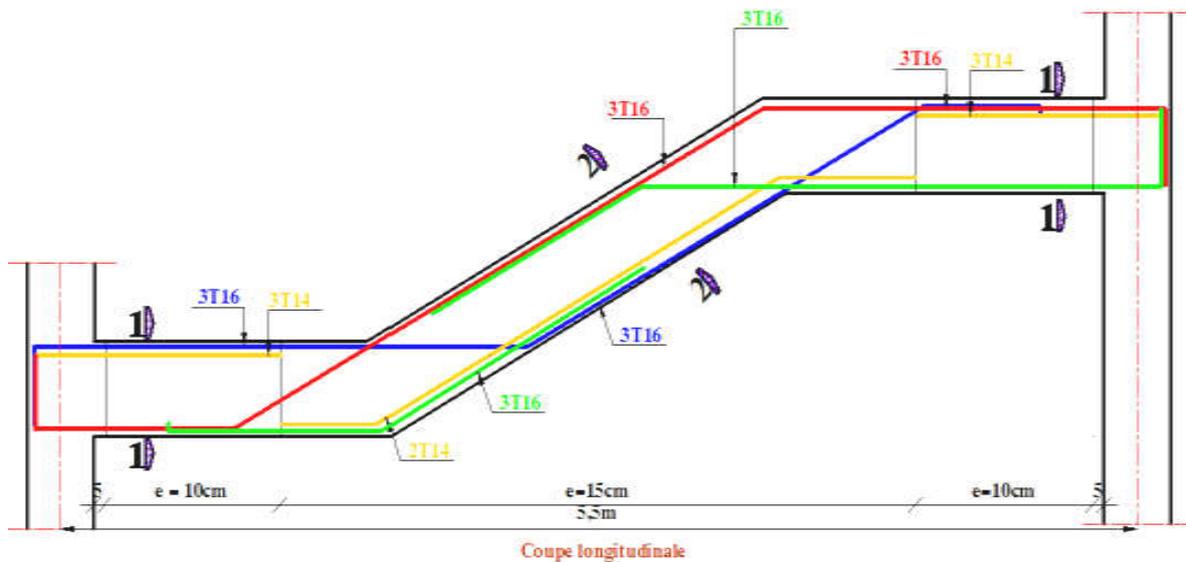


Figure III-4: schéma de ferrailage de la poutre palière brisée.

III.3 Etude de l'acrotère

Définition

Notre ouvrage comprend un seul type d'acrotère. L'acrotère est un élément de sécurité au niveau de la terrasse. Il forme une paroi contre toute chute, il est considéré comme une console encastrée à sa base, soumise à son poids propre et à une surcharge horizontale égale au maximum entre la main courante et la force sismique.

L'acrotère est exposé aux intempéries, donc la fissuration est préjudiciable, dans ce cas le calcul se fera à l'ELU, et à l'ELS en flexion composée (flexion simple + compression); pour une bande de 1m linéaire.

III.3.1 Évaluation des charges et surcharges

Surface de l'acrotère

$$S = \left(\frac{0,1 \times 0,05}{2}\right) + (0,1 \times 0,05) + (0,1 \times 0,5) = 0,0575\text{m}^2$$

➤ Poids propre

$$G = \rho_{BA} \times S = 25 \times 0,0575 = 1,44\text{KN/ml}$$

➤ Charge d'exploitation

$$Q = \max (F_p ; 1\text{KN/ml})$$

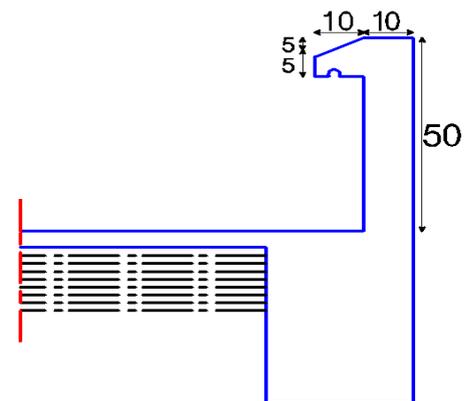


Figure III-5: schéma de l'acrotère.

Les forces horizontales de calcul F_p agissant sur les éléments non structuraux et les équipements ancrés à la structure sont calculées suivant la formule :

$$F_p = 4 A C_p W_p \dots \dots \text{ [RPA Art6.2.3]}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} A = 0,15 : \text{Coefficient d'accélération de zone (RPA Tab 4.1)} \\ C_p = 0,8 : \text{Facteur de force horizontale (RPA Tab 6.1)} \\ W_p = 1,97\text{KN/ml} : \text{Poids de l'élément considéré} \end{array} \right.$$

Alors:

$$F_p = 4 \times 0,15 \times 0,8 \times 1,44 = 0,69\text{KN/ml}$$

Donc:

$$Q = \max (0,69 ; 1) = 1\text{KN/ml}$$

III.3.2 Calcul des sollicitations à l'ELU

A. Combinaisons d'actions

➤ Charges permanentes

$$\text{ELU: } G_u = 1,35G = 1,35(1,44) = 1,94[\text{KN/ml}]$$

$$\text{ELS: } G_{ser} = G = 1,44[\text{KN/ml}]$$

➤ Charges d'exploitations

$$\text{ELU: } Q_u = 1,5Q = 1,5(1) = 1,5$$

$$\text{ELS: } Q_{ser} = Q = 1$$

B. Calcul des sollicitations à l'ELU

B.1 Calcul les réactions:

On applique le principe fondamental de la statique

$$\Sigma F_{/x} = 0 \longrightarrow -Q_u + R_H = 0 \implies R_H = Q_u$$

$$\Sigma F_{/y} = 0 \longrightarrow -G_u + R_V = 0 \implies R_V = G_u$$

$$\Sigma M = 0 \longrightarrow Q_u(L) + M = 0 \implies M = -Q_u(L)$$

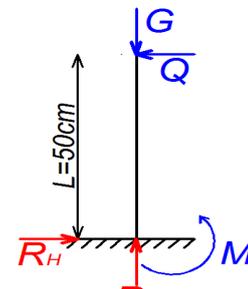


Figure B-1: Schéma statique.

B.2 Méthode des sections:

$$0 \leq x \leq 0,5\text{m}$$

$$\Sigma F_{/x} = 0 \longrightarrow N + R_V = 0 \implies N = -R_V$$

$$\Sigma F_{/y} = 0 \longrightarrow T + R_H = 0 \implies T = -R_H$$

$$\Sigma M_{/s} = 0 \longrightarrow R_H(x) + M - M_f = 0$$

$$M_f = Q_u(x) - Q_u(L)$$

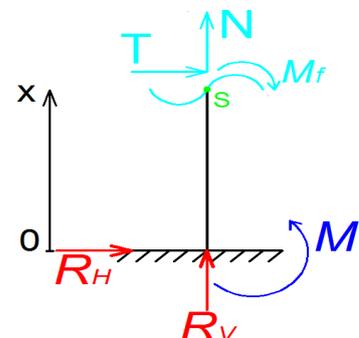


Tableau B-1: les valeurs maximales des efforts internes

Valeur de (x) [m]	L'effort normal (N)[KN]	L'effort tranchant (T)[KN]	Le moment fléchissant (M _f) [KN.m]
x = 0	- 1,94	- 1,5	- 0,75
x = $\frac{l}{2}$ = 0,25	- 1,94	- 1,5	- 0,375
x = l = 0,5	- 1,94	- 1,5	0

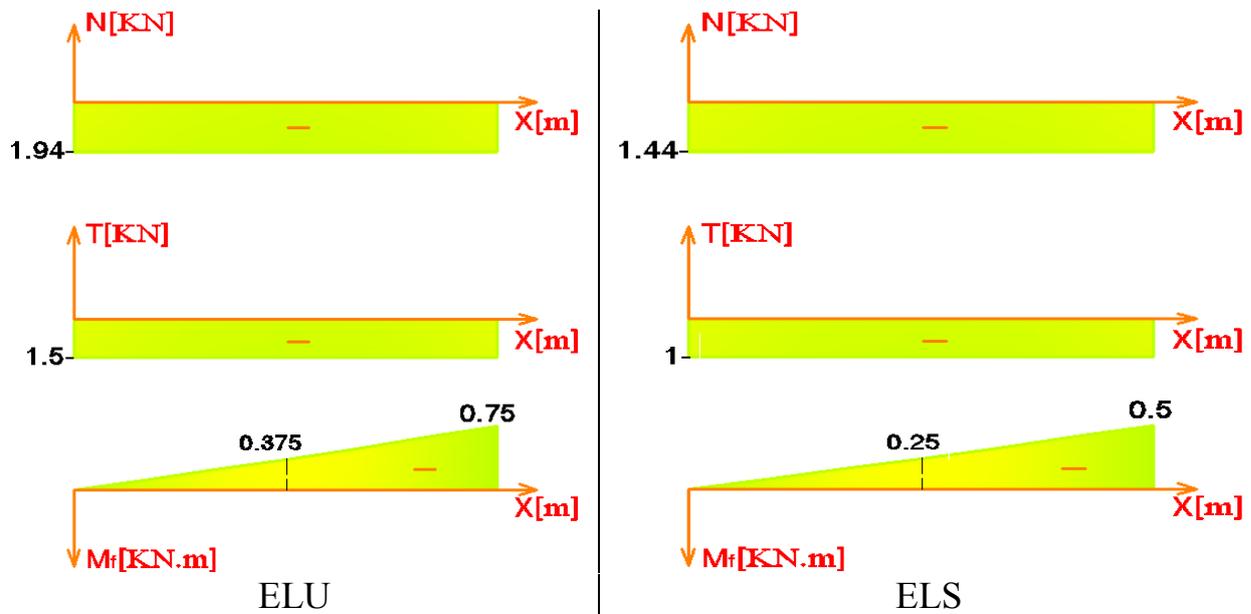


Figure B-2: Diagrammes des efforts internes.

III.3.3 l'excentricité totale de calcul [BAEL99 A.4.3,5]

$e = e_1 + e_2$

- Détermine l'excentricité du premier ordre

$$e_1 = \frac{M_u}{N_u} + e_a$$

- Calcul de l'excentricité additionnelle

$$e_a = \max \left(2\text{cm} ; \frac{L}{250} \right) \left. \begin{array}{l} L = 2l_0 = 2(50) = 100\text{cm} \end{array} \right\} \Rightarrow e_a = \max \left(2\text{cm} ; \frac{100}{250} \right) \Rightarrow e_a = 2\text{cm}$$

$$e_1 = \frac{0,75 \times 10^2}{1,94} + 2 = 40,66\text{cm}$$

- Détermine l'excentricité due aux effets du second ordre

$$\left\{ \begin{array}{l} e_2 = \frac{3(l_f)^2}{10^4 h} (2 + \alpha\phi) \Rightarrow \text{si: } \frac{l_f}{h} \leq \max \left(15 ; \frac{20e_1}{h} \right) \\ e_2 = 0 \Rightarrow \text{si: } \frac{l_f}{h} > \max \left(15 ; \frac{20e_1}{h} \right) \end{array} \right.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} l_f = 2l_0 = 2(50) = 100\text{cm} \\ h = 10\text{cm} \end{array} \right.$$

$$\frac{l_f}{h} = \frac{100}{10} = 10 < \max \left(15 ; \frac{20e_1}{h} \right) = \max (15 ; 81,32) = 15 ;$$

donc il faut tenir compte des effets de second ordre

$\emptyset = 2$: Le rapport de la déformation finale due au fluage

$$\alpha = 10 \left(1 - \frac{M_u}{1,5 M_{ser}} \right) = 10 \left(1 - \frac{0,75}{1,5 \times 0,5} \right) = 0$$

$$e_2 = \frac{3(100)^2}{10^4 \times 10} [2 + (0 \times 2)] = 0,6 \text{ cm}$$

Alors:

$$e = 40,66 + 0,6 = 41,26 \text{ cm}$$

III.3.3.1 Détermine la nature de la section [BAEL99 P173]

On à: (flexion composée + compression)

Les grandeurs outils pour le calcul sont: $b = 100 \text{ cm}$; $h = 10 \text{ cm}$; $f_{bc} = 14,2 \text{ MPa}$; $d = 9 \text{ cm}$

Calcul le coefficient de remplissage

$$\psi_1 = \frac{N_u}{N_{bmax}} = \frac{N_u}{b h f_{bc}} = \frac{1,94 \times 10^3}{1000 \times 100 \times 14,2} = 0,0014$$

Détermine l'excentricité critique relative

$$\text{On à: } \psi_1 = 0,0014 < \frac{2}{3} = 0,667$$

Alors:

$$\xi = \frac{1 + \sqrt{9 - 12\psi_1}}{4(3 + \sqrt{9 - 12\psi_1})} = \frac{1 + \sqrt{9 - 12(0,0014)}}{4(3 + \sqrt{9 - 12(0,0014)})} = 0,167$$

Calcul de (e_{NC})

$$e_{NC} = \xi (h) = 0,167 (10) = 1,67 \text{ cm}$$

Comparaison de (e) à (e_{NC}):

$$e = 41,26 \text{ cm} > e_{NC} = 1,67 \text{ cm}$$

Conclusion: la section est partiellement comprimée, elle sera calculée en flexion simple sous l'effet d'un moment de flexion fictif ($M_{u_{fictif}}$) puis on se ramène à la flexion composée.

III.3.4 Ferrailage de l'acrotère

A. Calcul des armatures à la flexion simple

Détermine le moment de flexion fictif:

$$M_{u_{fictif}} = M_u + N_u \left(d - \frac{h}{2} \right) = N_u \left(e + d - \frac{h}{2} \right) = 1,94 \left(41,26 + 9 - \frac{10}{2} \right) \times 10^{-2} = 0,88 \text{ KN.m}$$

➤ **Calcul le moment réduit ultime**

$$\mu_{bu} = \frac{M_{u_{fictif}}}{b d^2 f_{bu}} = \frac{0,88 \times 10^5}{100 \times (9)^2 \times 14,2 \times 10^2} = 0,0077$$

➤ **Le moment réduit ultime de référence**

$$\gamma = \frac{M_u}{M_{ser}} = \frac{0,75}{0,5} = 1,5$$

$$\alpha_c = \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = 0,5$$

$$\mu_c = 0,80 \times 0,5 [1 - (0,4 \times 0,5)] = 0,320$$

Conclusion

$$\mu_{bu} = 0,0077 < \mu_c = 0,320 \Rightarrow (A'_s = 0)$$

➤ **Calcul le bras de levier**

$$Z_u = d (1 - 0,4\alpha_u)$$

Avec:

$$\alpha_u = 1,25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 1,25 (1 - \sqrt{1 - 2(0,0077)}) = 0,0097$$

$$Z_u = 9 [1 - 0,4(0,0097)] = 8,97\text{cm}$$

➤ **Calcul la section d'aciers tendus fictif**

$$A_{s_{fictif}} = \frac{M_{u_{fictif}}}{Z_u \cdot \sigma_{su}} = \frac{M_{u_{fictif}}}{Z_u \cdot \frac{f_e}{\gamma_s}} = \frac{0,88 \times 10^3}{8,97 \times \frac{400}{1,15}} = 0,28\text{cm}^2$$

B. Calcul la section réelle d'aciers tendus

$$A_s = A_{s_{fictif}} - \frac{N_u}{\sigma_{su}} = 0,28 - \frac{1,94 \times 10}{400/1,15} = 0,22\text{cm}^2$$

❖ **Le choix de la section d'armature**

On adopte: $A_s = 3,93\text{cm}^2 \Rightarrow 5\text{HA } 10$

❖ **Section d'armature minimale**

$$A_{min} = 0,23bd \frac{f_{tj}}{f_e} = 0,23 \times 100 \times 9 \times \frac{2,1}{400}$$

$A_{min} = 1,09\text{cm}^2 < A_s = 3,93\text{cm}^2 \dots$ Condition vérifiée

❖ **L'espacement**

$$S_t = \frac{100}{5} = 20\text{cm}$$

❖ **Armature de répartition**

$$A_r = \frac{A_s}{4} = \frac{3,93}{4} = 0,98\text{cm}^2$$

On adopte: $A_r = 2,01\text{cm}^2 \Rightarrow 4\text{HA } 8$

❖ **L'espacement**

$$S_t = \frac{50}{4} = 12,5\text{cm}$$

C. Vérification de disposition d'armature

C.1 Armatures longitudinale

$$S_t < \min\{3h ; 33\text{cm}\} = \min\{30 ; 33\text{cm}\}$$

$S_t = 20\text{cm} < 30\text{cm} \dots$ Condition vérifiée

C.2 Armatures de répartition

$$S_t < \min\{4h ; 45\text{cm}\} = \min\{40 ; 45\text{cm}\}$$

$$S_t = 12,5\text{cm} < 40\text{cm} \dots \text{Condition vérifiée}$$

D. Vérification à l'ELS

D.1 Vérification d'une section partiellement comprimée [BAEL P177]

Détermine la distance du centre de pression a l'axe neutre:

$$y_{ser} = z + C \dots \dots \dots (*)$$

Détermine la distance entre le centre de pression (C_p) et la fibre la plus comprimée:

$$C = \frac{h}{2} - e_{ser} \left. \begin{array}{l} e_{ser} = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} = \frac{0,5 \times 10^2}{1,44} = 34,72\text{cm} \end{array} \right\} \rightarrow C = -\frac{10}{2} - 34,72 = -29,72\text{cm}$$

D.1.1 Détermine la distance (z)

On doit résoudre l'équation suivante:

$$z^3 + pz + q = 0 \dots \dots \dots (**)$$

Tel que:

$$p = -3c^2 - 90A'_s \frac{c-d'}{b} + 90A_s \frac{d-c}{b}$$

$$= -3(-29,72)^2 + 90(3,93) \frac{9 - (-29,72)}{100}$$

$$= -2512,88$$

$$q = -2c^3 - 90A'_s \frac{(c-d')^2}{b} - 90A_s \frac{(d-c)^2}{b}$$

$$= -2(-29,72)^3 - 90(3,93) \frac{[9 - (-29,72)]^2}{100}$$

$$= 47199,26$$

L'équation (**) devient: $z^3 - 2512,88(z) + 55594,39 = 0$

On calcul: $\Delta = q^2 + \frac{4p^3}{27}$

$$\Delta = (47199,26)^2 + \frac{4(-2512,88)^3}{27} = -1,23 \times 10^8$$

$$\Delta = -1,23 \times 10^8 < 0$$

Donc :

$$\left. \begin{array}{l} z_1 = a \cdot \cos\left(\frac{\varphi}{3}\right) \\ z_2 = a \cdot \cos\left(\frac{\varphi}{3} + 120^\circ\right) \\ z_3 = a \cdot \cos\left(\frac{\varphi}{3} + 240^\circ\right) \end{array} \right\} \text{On choisit parmi les trois solutions celle qui donne: } 0 \leq y_{ser} \leq d$$

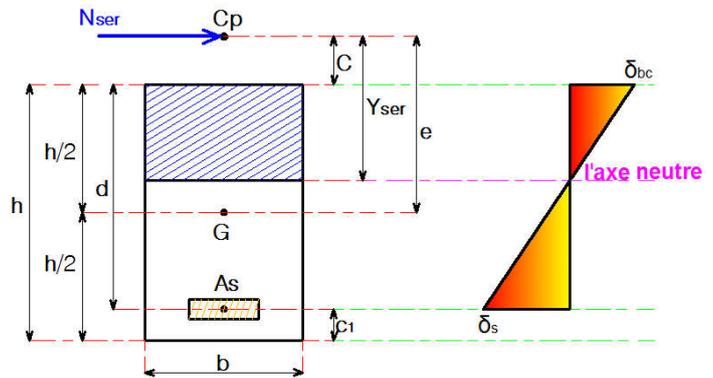


Figure B-3: Diagramme des contraintes

Avec :

$$\begin{cases} a = 2 \sqrt{\frac{-p}{3}} = 2 \sqrt{\frac{-(-2512,88)}{3}} = 57,88 \\ \varphi = \text{Arc cos}\left(\frac{3q}{2p} \sqrt{\frac{-3}{p}}\right) = \text{Arc cos}\left(\frac{3(47199,26)}{2(-2512,88)} \sqrt{\frac{-3}{-2512,88}}\right) = 167,12^\circ \end{cases}$$

$$z_1 = 57,88 \times \cos\left(\frac{167,12}{3}\right) = 32,61$$

$$z_2 = 57,88 \times \cos\left(\frac{167,12}{3} + 120^\circ\right) = -57,72$$

$$z_3 = 57,88 \times \cos\left(\frac{167,12}{3} + 240^\circ\right) = 25,12$$

Alors:

$$y_{ser} = z_1 + C = 32,61 + (-29,72) = 2,89\text{cm} \Rightarrow 0 < y_{ser} = 2,89\text{cm} < d = 9\text{cm} \dots \text{Condition vérifiée}$$

Calcul l'inertie de la section homogène réduit:

$$\begin{aligned} I &= \frac{b \cdot y_{ser}^3}{3} + 15[A_s(d - y_{ser})^2 + A'_s(y_{ser} - d')^2] \\ &= \frac{100(2,89)^3}{3} + 15[3,93(9 - 2,89)^2] \\ &= 3005,31\text{cm}^4 \end{aligned}$$

Calcul de la contrainte de traction de l'acier:

$$\sigma_s = 15 \frac{z N_{ser}}{I} (d - y_{ser}) = 15 \frac{32,61 \times 1,44}{3005,31} (9 - 2,89) \times 10 = 14,32\text{MPa}$$

Conclusion:

$$\sigma_s = 14,25\text{MPa} > 0 ; \text{La section est effectivement partiellement comprimée.}$$

D.2 Vérification de la contrainte de traction de l'acier

$$\sigma_s = 14,32\text{MPa} < \bar{\sigma}_{st} = 201,63\text{MPa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

D.3 Vérification de la contrainte de compression du béton

$$\sigma_{bc} = \frac{z N_{ser}}{I} y_{ser} = \frac{32,45 \times 1,44}{3005,31} \times 2,89 \times 10 = 0,45\text{MPa} < \bar{\sigma} = 0,6f_{c28} = 15\text{MPa} \dots \text{Condition vérifiée}$$

E. Vérification à l'ELU

E.1 Vérification de la contrainte de cisaillement

$$\tau_u = \frac{T_{max}}{b d} = \frac{1,5 \times 10^3}{1000 \times 90} = 0,017\text{MPa} < \bar{\tau}_u = 2,5\text{MPa} \dots \text{Condition vérifiée}$$

III.3.5 Schéma de ferrailage de l'acrotère

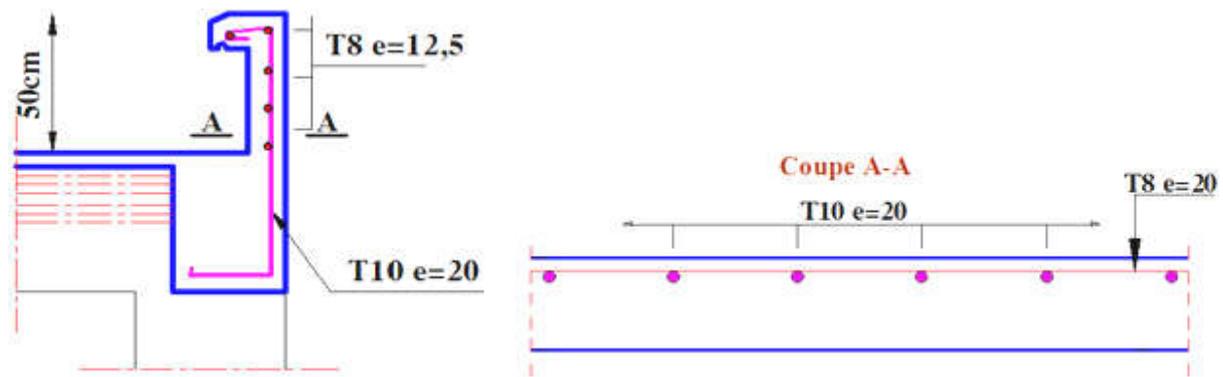


Figure B-4: Schémas de ferrailage de l'acrotère.

III.4 Etude des planchers à corps creux

Introduction

Le calcul se fera pour le plancher le plus sollicité, le plancher a corps creux est d'épaisseur (16 + 4) et il est constituée de:

- Nervures appelées poutrelles de section en (T), elles assurent la fonction de portance, la distance entre axes des poutrelles est de 65cm
- Remplissage en corps, sont utilisés comme coffrage perdu et comme isolant phonique, sa hauteur est de 16cm
- Une dalle de compression en béton de 4cm d'épaisseur, elle est armé d'un quadrillage d'armatures ayant pour but:
 - ❖ Limiter les risques de fissuration due au retrait.
 - ❖ Résister aux efforts dus aux charges appliquées sur des surfaces réduites.

III.4.1 Dimensionnement de la poutrelle [BAEL99 A.4.1,3]

On à:

L'épaisseur de la table de compression:

$$h = (16 + 4) = 20 \text{ cm} \rightarrow h_0 = 4\text{cm}$$

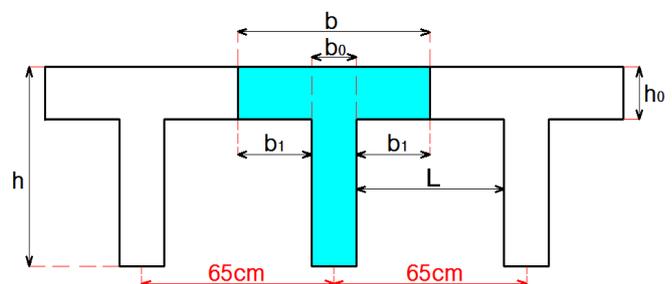
Épaisseur de la nervure:

$$\left. \begin{aligned} 0,3h \leq b_0 \leq 0,8h \\ 6 \leq b_0 \leq 16\text{cm} \end{aligned} \right\} \rightarrow b_0 = 12\text{cm}$$

La largeur de la table de compression:

$$b = 2b_1 + b_0$$

$$b_1 \leq \min \left(\frac{L}{2}; \frac{L_1}{10} \right)$$



L: La distance entre deux nervures voisines

L₁: Distance de la portée des poutres

$$\left. \begin{aligned} \frac{L}{2} &= \frac{65 - b_0}{2} = \frac{65 - 12}{2} = 26,5\text{cm} \\ \frac{L_1}{2} &= \frac{410}{10} = 41\text{cm} \end{aligned} \right\} \Rightarrow b_1 \leq \min(26,5; 41) ; \text{ on adopte: } b_1 = 26,5\text{cm}$$

Alors:

$$b = 2(26,5) + 12 = 65\text{cm}$$

III.4.2 Etude des poutrelles

Les poutrelles sont sollicitées par une charge uniformément répartie, dont la largeur est déterminée par l'entre axe de deux poutrelles consécutives.

Le calcul des poutrelles est généralement fait en deux étapes:

A. Avant le coulage de la dalle de compression (section rectangulaire)

La poutrelle préfabriquée est considérée comme étant simplement appuyée sur ses deux extrémités

A.1 Evaluation des charges et surcharges

❖ Charges permanentes

- Poids propre de la poutrelle: $G_{pp} = b_0 h_0 \rho_{BA} = 0,12 \times 0,04 \times 25 = 0,12\text{KN/ml}$

- Poids propre du corps creux: $G_{cc} = 0,65 \times 0,95 = 0,62\text{ KN/ml}$

$$G = G_{pp} + G_{cc} = 0,74\text{KN/ml}$$

❖ Charges d'exploitation

- Surcharge de l'ouvrier: $Q = 1\text{KN/ml}$

A.2 Combinaison des charges

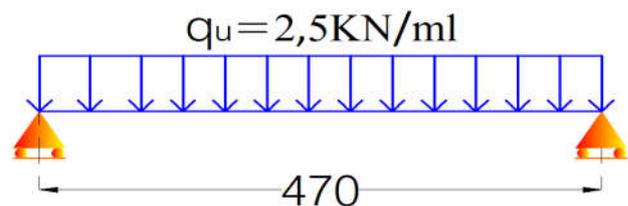
$$\text{ELU: } q_u = 1,35G + 1,5Q = 1,35(0,74) + 1,5(1) = 2,5\text{KN/ml}$$

$$\text{ELS: } q_{ser} = G + Q = 0,74 + 1 = 1,74\text{KN/ml}$$

A.3 Calcul le moment fléchissant maximal à l'ELU

$$M_0 = \frac{q_u l^2}{8} = \frac{2,5 \times (4,7)^2}{8}$$

$$M_0 = 6,9\text{KN.m}$$



A.4 Le ferrailage à l'ELU

La poutre est sollicitée à la flexion simple:

$$b = 12\text{cm}; h = 4\text{cm}; d = 0,9h = 3,6\text{cm}; M_u = M_0 = 6,9\text{KN.m}; f_{bu} = 14,2\text{MPa}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{bd^2 f_{bu}} = \frac{6,9 \times 10^5}{12 \times (3,6)^2 \times 14,2 \times 10^2} = 3,12$$

$$\left. \begin{aligned} \gamma &= \frac{M_u}{M_s} = \frac{6,9}{4,8} = 1,44 \\ \alpha_c &= \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0,469 \end{aligned} \right\} \Rightarrow \mu_c = 0,80 \times 0,469 [1 - (0,4 \times 0,469)] = 0,305$$

$$\mu_{bu} = 3,12 > \mu_c = 0,305 \longrightarrow (A'_s \neq 0)$$

Conclusion: les armatures de compression sont nécessaires, mais il est impossible de les placer du point de vue pratique car la section du béton est trop faible. On prévoit alors des étais intermédiaires pour la conforter (l'aider à supporter les charges d'avant coulage de la dalle de compression), de manière à ce que les armatures comprimées ne lui soient pas utiles.

B. Après le coulage de la dalle de compression

Après le coulage de la dalle de compression, la poutrelle est considérée continue sur plusieurs appuis, encadrée partiellement par ses deux extrémités. Elle aura une section en T.

Remarque: le calcul se fait pour un seul type des poutrelles qui concerne les étages de service (la plus défavorable)

B.1 Evaluation des charges et surcharges

❖ Charges permanentes

Poids propre du plancher étage courant (service): $G_{pe} = 5,39\text{KN/m}^2$

❖ Charges d'exploitation

$Q = 2,5\text{KN/m}^2$

B.2 Combinaison des charges

ELU: $q_u = [1,35G + 1,5Q] \times 0,65 = [1,35(5,39) + 1,5(2,5)] \times 0,65 = 7,17\text{KN/ml}$

ELS: $q_{ser} = [G + Q] \times 0,65 = [5,39 + 2,5] \times 0,65 = 5,13\text{KN/ml}$

B.3 Schéma statique

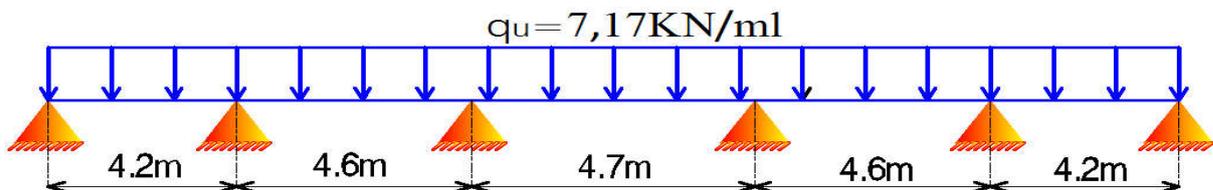


Figure B-5: Schéma statique à l'ELU.

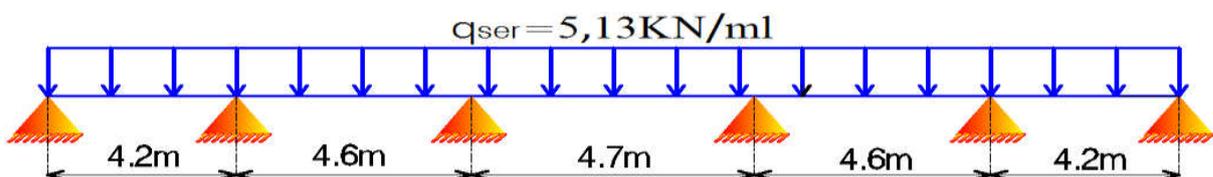


Figure B-6: Schéma statique à l'ELS.

B.4 Choix de la méthode de calcul

Pour la détermination des moments en travées, aux appuis et efforts tranchant le BAEL99 propose trois méthodes de calcul:

- ❖ Méthode forfaitaire,
- ❖ Méthode des trois moments,

❖ Méthode de caquot

B.5 Vérification les conditions d'application de la méthode forfaitaire [BAEL91 B.6.2,210]

1- La valeur de la surcharge d'exploitation des constructions courantes doit être égale au plus à deux fois la charge permanente ou 5KN/m².

$$Q \leq \min (2G ; 5KN/m^2)$$

$$Q = 2,5KN/m^2 \leq \min [2(5,39) ; 5KN/m^2] = 5KN/m^2 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

2- Les moments d'inertie des sections transversales sont les mêmes dans les différentes travées en continuité.

Les dimensions de toutes les sections transversales sont:

$$\left. \begin{array}{l} b_0 = 12\text{cm} \\ h_0 = 4\text{cm} \\ h = 20\text{cm} \end{array} \right\} \Rightarrow \text{Le même moment d'inertie dans toutes les travées} \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

3- Les portées successives sont dans un rapport compris entre 0,8 et 1,25

$$\text{On doit vérifiée: } 0,8 \leq \frac{L_i}{L_{i+1}} \leq 1,25$$

$$\left. \begin{array}{l} 1^{ere} \text{ Travée } (L_1 = 4,2\text{m}): \longrightarrow 0,8 < \frac{4,2}{4,6} = 0,91 < 1,25 \\ 2^{eme} \text{ Travée } (L_2 = 4,6\text{m}): \longrightarrow 0,8 < \frac{4,6}{4,7} = 0,98 < 1,25 \\ 3^{eme} \text{ Travée } (L_3 = 4,7\text{m}): \longrightarrow 0,8 < \frac{4,7}{4,6} = 1,02 < 1,25 \\ 4^{eme} \text{ Travée } (L_4 = 4,6\text{m}): \longrightarrow 0,8 < \frac{4,6}{4,2} = 1,1 < 1,25 \end{array} \right\} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

4- La fissuration est considérée comme no préjudiciable.....Condition vérifiée

Conclusion: la méthode forfaitaire est applicable.

B.5.1 Détermine le rapport (α) [BAEL91 E.1.2]

$$\left. \begin{array}{l} \alpha = \frac{Q_B}{G + Q_B} \\ Q_B = 2,5KN/m^2 \\ G = 5,39KN/m^2 \end{array} \right\} \Rightarrow \alpha = \frac{2,5}{2,5 + 5,39} = 0,32$$

B.5.2 Calcul des sollicitations à l'ELU

B.5.2.1 Détermine les moments en travées

Les valeurs prise pour M_t , M_w et M_e doivent vérifier les conditions suivantes :

$$\left. \begin{array}{l} M_t \geq \max[1,05M_0 ; (1 + 0,3\alpha)M_0] - \frac{M_w + M_e}{2} \dots \dots \dots (1) \\ M_t \geq \frac{1 + 0,3\alpha}{2} M_0 ; \text{ Dans une travée intermédiaire} \dots \dots (2) \\ M_t \geq \frac{1,2 + 0,3\alpha}{2} M_0 ; \text{ Dans une travée de rive} \dots \dots \dots (3) \end{array} \right\} \dots \text{ [BAEL91 E.1.2]}$$

D'après la première condition:

$$\text{On à: } 1 + 0,3\alpha = 1 + 0,3(0,32) = 1,096$$

Donc:

$$\max [1,05 ; (1 + 0,3\alpha)] = \max [1,05 ; 1,096] = 1,096$$

Alors:

$$(2) \Rightarrow M_t \geq \frac{1,096}{2} M_0 \Rightarrow M_t \geq 0,55M_0$$

$$(3) \Rightarrow M_t \geq 0,1 + \frac{1 + 0,3\alpha}{2} M_0 \Rightarrow M_t \geq (0,1 + 0,55)M_0 \Rightarrow M_t \geq 0,65M_0$$

❖ **Travées (A et E) « travées de rives »**

$$M_{0_{A,E}} = \frac{q_{ul}^2}{8} = \frac{7,17 \times (4,2)^2}{8} = 15,81 \text{KN.m}$$

$$M_t \geq 0,65M_{0_{A,E}} \Rightarrow M_t \geq 0,65(15,81) \Rightarrow M_{t_A} = M_{t_E} = 10,28 \text{KN.m}$$

❖ **Travées (B et D) « travées intermédiaires »**

$$M_{0_{B,D}} = \frac{q_{ul}^2}{8} = \frac{7,17 \times (4,6)^2}{8} = 18,96 \text{KN.m}$$

$$M_t \geq 0,55M_{0_{B,D}} \Rightarrow M_t \geq 0,55(18,96) \Rightarrow M_{t_B} = M_{t_D} = 10,43 \text{KN.m}$$

❖ **Travée (C) « travée intermédiaire »**

$$M_{0_C} = \frac{q_{ul}^2}{8} = \frac{7,17 \times (4,7)^2}{8} = 19,80 \text{KN.m}$$

$$M_t \geq 0,55M_{0_C} \Rightarrow M_t \geq 0,55(19,80) \Rightarrow M_{t_C} = 10,89 \text{KN.m}$$

B.5.2.2 Détermine les moments sur appuis

$M_a \geq 0,60M_0$: Dans le cas d'une poutre à deux travées

$M_a \geq 0,50M_0$: Pour les appuis voisins des appuis de rive d'une poutre à plus de deux travées

$M_a \geq 0,40M_0$: Dans le cas des autres appuis intermédiaires d'une poutre à plus de trois travées.

❖ **Appuis (1 et 6)**

$$M_a = 0 \text{KN.m}$$

❖ **Appuis (2)**

$$\begin{aligned} M_a &= 0,50[\max (M_{0_A} ; M_{0_B})] \\ &= 0,50[\max (15,81; 18,96)] = 0,50(18,96) = 9,48 \text{KN.m} \end{aligned}$$

❖ **Appuis (3)**

$$\begin{aligned} M_a &= 0,40[\max (M_{0_B} ; M_{0_C})] \\ &= 0,40[\max (18,96; 19,80)] = 0,40(19,80) = 7,92 \text{KN.m} \end{aligned}$$

❖ Appuis (4)

$$M_a = 0,40[\max(M_{0C}; M_{0D})]$$

$$= 0,40[\max(19,80; 18,96)] = 0,40(19,80) = 7,92\text{KN.m}$$

❖ Appuis (5)

$$M_a = 0,50[\max(M_{0D}; M_{0E})]$$

$$= 0,50[\max(18,96; 15,81)] = 0,5(18,96) = 9,48\text{KN.m}$$

B.5.2.3 Calcul des efforts tranchants [BAEL99 P53]

$$a = L \frac{1}{1 + \sqrt{\frac{M_e + M_t}{M_w + M_t}}} \quad V_w = -2 \frac{M_w + M_t}{a}$$

$$b = L \frac{1}{1 + \sqrt{\frac{M_w + M_t}{M_e + M_t}}} \quad V_e = 2 \frac{M_e + M_t}{b}$$

Travées (A)

$$a = \frac{4,2}{1 + \sqrt{\frac{9,48 + 10,28}{0 + 10,28}}} = 1,76\text{m} \quad V_w = -2 \times \frac{0 + 10,28}{1,76} = -11,68\text{KN}$$

$$b = \frac{4,2}{1 + \sqrt{\frac{0 + 10,28}{9,48 + 10,28}}} = 2,44\text{m} \quad V_e = 2 \times \frac{9,48 + 10,28}{2,44} = 16,20\text{KN}$$

Travées (B)

$$a = \frac{4,6}{1 + \sqrt{\frac{7,92 + 10,43}{9,48 + 10,43}}} = 2,35\text{m} \quad V_w = -2 \times \frac{9,48 + 10,43}{2,35} = -16,94\text{KN}$$

$$b = \frac{4,6}{1 + \sqrt{\frac{9,48 + 10,43}{7,92 + 10,43}}} = 2,25\text{m} \quad V_e = 2 \times \frac{7,92 + 10,43}{2,25} = 16,31\text{KN}$$

Travées (C)

$$a = \frac{4,7}{1 + \sqrt{\frac{7,92 + 10,89}{7,92 + 10,89}}} = 2,35\text{m} \quad V_w = -2 \times \frac{7,92 + 10,89}{2,35} = -16,01\text{KN}$$

$$b = \frac{4,7}{1 + \sqrt{\frac{7,92 + 10,89}{7,92 + 10,89}}} = 2,35\text{m} \quad V_e = 2 \times \frac{7,92 + 10,89}{2,35} = 16,01\text{KN}$$

Travées (D)

$$a = \frac{4,6}{1 + \sqrt{\frac{9,48 + 10,43}{7,92 + 10,43}}} = 2,25\text{m} \quad V_w = -2 \times \frac{7,92 + 10,43}{2,25} = -16,31\text{KN}$$

$$b = \frac{4,6}{1 + \sqrt{\frac{7,92 + 10,43}{9,48 + 10,43}}} = 2,35\text{m} \quad V_e = 2 \times \frac{9,48 + 10,43}{2,35} = 16,94\text{KN}$$

Travées (E)

$$a = \frac{4,2}{1 + \sqrt{\frac{0 + 10,28}{9,48 + 10,28}}} = 2,44\text{m} \quad V_w = -2 \times \frac{9,48 + 10,28}{2,44} = -16,20\text{KN}$$

$$b = \frac{4,2}{1 + \sqrt{\frac{9,48 + 10,28}{0 + 10,28}}} = 1,76\text{m} \quad V_e = 2 \times \frac{0 + 10,28}{1,76} = 11,68\text{KN}$$

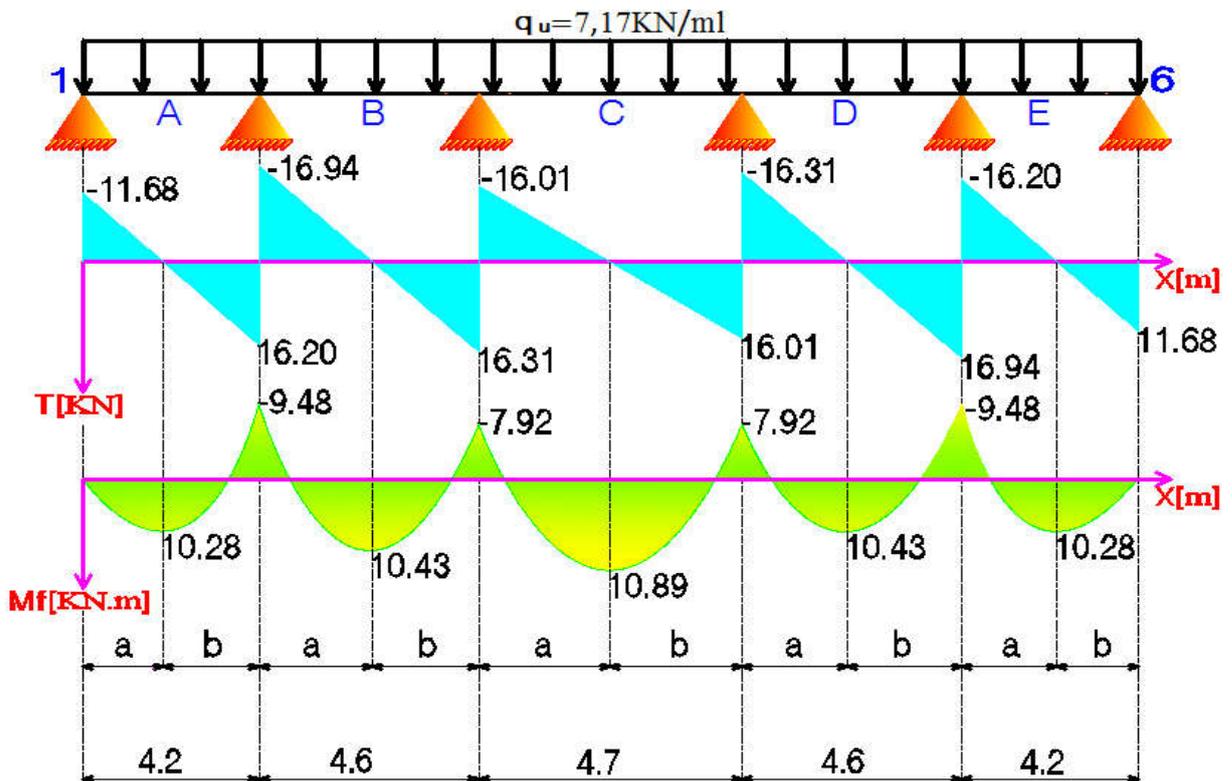


Figure B-7: Diagramme des efforts tranchants et moments fléchissants à l'ELU

B.5.3 Calcul des sollicitations à l'ELS

B.5.3.1 Les moments fléchissant en travée et sur appuis

Tableau B-2: Les moment fléchissant en travée et sur appuis à l'ELS

Travée	A	B	C	D	E	
L [m]	4,2	4,6	4,7	4,6	4,2	
q_{ser} [KN/ml]	5,13	5,13	5,13	5,13	5,13	
M_o [KN.m]	11,31	13,57	14,17	13,57	11,31	
M_t [KN.m]	7,35	7,46	7,79	7,46	7,35	
Appuis	1	2	3	4	5	6
Coefficients forfaitaires	0	0,50	0,40	0,40	0,50	0
M_a [KN.m]	0	6,79	5,67	5,67	6,79	0

B.5.3.2 Les efforts tranchants

Tableau B-3: Les efforts tranchant à l'ELS

Travée	A	B	C	D	E	
a [m]	1,85	-	2,33	-	2,35	-
b [m]	-	2,35	-	2,27	-	1,85
V_w [KN]	-12,23	-	-17,48	-	-16,95	-
V_e [KN]	-	15,4	-	16,89	-	12,23

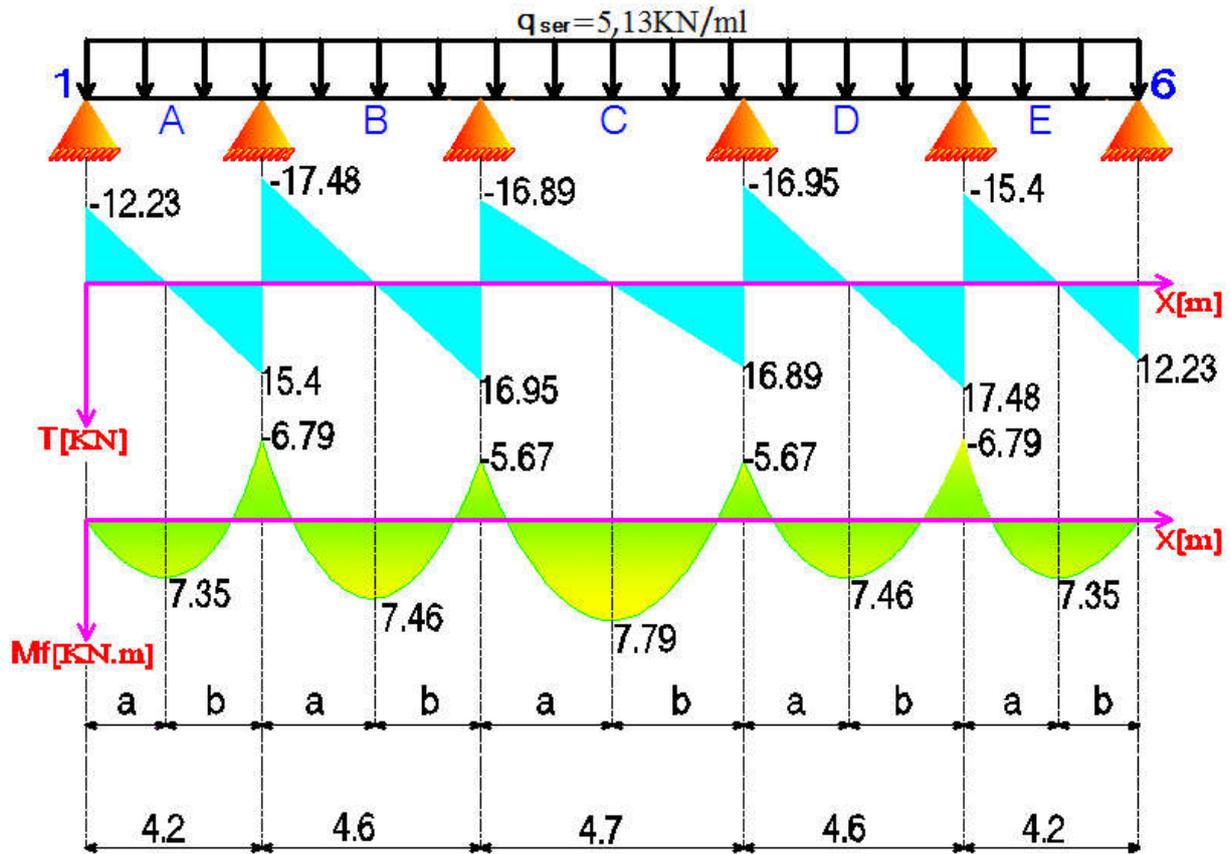


Figure B-8: diagramme des efforts tranchant et moments fléchissant à l'ELS

III.4.3 Ferrailage des poutrelles

Le calcul des armatures s'effectue comme une section en (Té) en flexion simple; en considérons le moment en travée le plus défavorable

$$M_u = M_{t_{max}} = 10,89 \text{ kN.m}; \quad b = 65 \text{ cm}; \quad b_0 = 12 \text{ cm}; \quad h = 20 \text{ cm}; \quad h_0 = 4 \text{ cm}; \quad d = 0,9h = 18 \text{ cm}$$

$$f_{bu} = 14,2 \text{ MPa}$$

A. Calcul le moment équilibré par la table seule

$$M_{utb} = b h_0 \left(d - \frac{h_0}{2} \right) f_{bu}$$

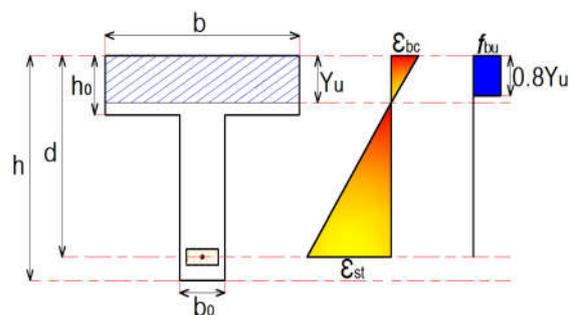
$$= 65 \times 4 \times \left(18 - \frac{4}{2} \right) \times 14,2 \times 10^{-3}$$

$$= 59,07 \text{ kN.m}$$

On à:

$$M_{utb} = 59,07 \text{ kN.m} > M_u = 10,89 \text{ kN.m}$$

Alors l'axe neutre est dans la table seule



- **Conclusion:** Comme le béton n'intervient pas dans les calculs de résistance, on conduit le calcul comme si la section était rectangulaire de largeur constante égale à la largeur de la table (b).

B. Calcul des armatures longitudinales

B.1 En travée

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{b d^2 f_{bu}} = \frac{10,89 \times 10^5}{65 \times (18)^2 \times 14,2 \times 10^2} = 0,036$$

$$\left. \begin{aligned} \gamma &= \frac{M_{tu}}{M_{tser}} = \frac{10,89}{7,79} = 1,398 \\ \alpha_c &= \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0,449 \end{aligned} \right\} \Rightarrow \mu_c = 0,80 \times 0,449 [1 - (0,4 \times 0,449)] = 0,295$$

$$\mu_{bu} = 0,036 < \mu_c = 0,295 \Rightarrow \text{pas d'aciers comprimés } (A'_s = 0)$$

$$\alpha_u = 1,25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 1,25 (1 - \sqrt{1 - 2(0,036)}) = 0,046$$

$$Z_u = d (1 - 0,4\alpha_u) = 18 [1 - 0,4(0,046)] = 17,67\text{cm}$$

$$A_s = \frac{M_u}{Z_u \cdot \sigma_{su}} = \frac{M_u}{Z_u \cdot \frac{f_e}{\gamma_s}} = \frac{10,89 \times 10^3}{17,67 \times \frac{400}{1,15}} = 1,77\text{cm}^2$$

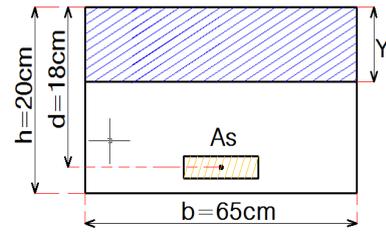
➤ **La section d'armature réelle**

On adopte: $A_r = 2,36\text{cm}^2 \Rightarrow 3\text{T}10$

➤ **La section d'armature minimale**

$$A_{min} = 0,23bd \frac{f_{tj}}{f_e} = 0,23 \times 65 \times 18 \times \frac{2,1}{400} = 1,41\text{cm}^2$$

$A_r = 2,36\text{cm}^2 > A_{min} = 1,41\text{cm}^2 \dots \dots \dots$ Condition vérifiée



B.2 Sur appuis

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{b d^2 f_{bu}} = \frac{9,48 \times 10^5}{65 \times (18)^2 \times 14,2 \times 10^2} = 0,032$$

$$\left. \begin{aligned} \gamma &= \frac{M_{au}}{M_{aser}} = \frac{9,48}{6,79} = 1,396 \\ \alpha_c &= \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0,448 \end{aligned} \right\} \Rightarrow \mu_c = 0,80 \times 0,448 [1 - (0,4 \times 0,448)] = 0,294$$

$$\mu_{bu} = 0,032 < \mu_c = 0,294 \rightarrow \text{pas d'aciers comprimés } (A'_s = 0)$$

$$\alpha_u = 1,25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 1,25 (1 - \sqrt{1 - 2(0,032)}) = 0,041$$

$$Z_u = d (1 - 0,4\alpha_u) = 18 [1 - 0,4(0,041)] = 17,70\text{cm}$$

$$A_s = \frac{M_u}{Z_u \cdot \sigma_{su}} = \frac{M_u}{Z_u \cdot \frac{f_e}{\gamma_s}} = \frac{9,48 \times 10^3}{17,70 \times \frac{400}{1,15}} = 1,54\text{cm}^2$$

➤ **La section d'armature réelle**

On adopte: $A_{r\acute{e}l} = 2,26\text{cm}^2 \Rightarrow 2\text{T}12$

➤ La section d'armature minimale

$$A_{min} = 0,23bd \frac{f_{tj}}{f_e} = 0,23 \times 65 \times 18 \times \frac{2,1}{400} = 1,41\text{cm}^2$$

$$A_{rél} = 2,36\text{cm}^2 > A_{min} = 1,41\text{cm}^2 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

C. Les armatures transversales

➤ Diamètre des aciers transversaux:

$$\Phi_t = \min \left\{ \Phi_L ; \frac{h}{35} ; \frac{b}{10} \right\} = \min \left(8 ; \frac{200}{35} ; \frac{650}{10} \right) = \min(8 ; 5,71 ; 65) = 5,71$$

On adopte: $\Phi_t = 6\text{mm}$

➤ La section des armatures transversales

$$A_t = \frac{A_s}{4} = \frac{2,36}{4} = 0,59\text{cm}^2$$

On adopte: $A_t = 1,41\text{cm}^2 \Rightarrow 5\text{T6}$

➤ L'espace:

$$S_t = \frac{100}{4} = 20\text{cm}$$

➤ Vérification de disposition d'armature:

$$S_t = 20\text{cm} < \min\{4h ; 45\text{cm}\} = \min\{80 ; 45\text{cm}\} = 45\text{cm} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

D. Vérification des contraintes

Tableau B-4: Vérification des contraintes à l'ELS et l'ELU

	Travée	Appuis	Vérification
y [cm]	3,917	3,843	
I [cm ⁴]	8323,039	8023,972	
σ_{bc} [MPa]	3,195	33,332	$\sigma_{st} < \bar{\sigma}_{st}$
$\bar{\sigma}_b$ [MPa]	15	15	
σ_{st} [MPa]	118,14	102,84	$\tau_u < \bar{\tau}_u$
$\bar{\sigma}_{st}$ [MPa]	201,63	201,63	
τ_u [MPa]	0,145		$\tau_{se} < \tau_{se,u}$
$\bar{\tau}_u$ [MPa]	2,5		
τ_{se} [MPa]	1,543		
$\tau_{se,u}$ [MPa]	3,15		

E. Vérification de la flèche

$$\frac{A_s}{b_0d} = \frac{2,36}{65 \times 18} = 0,002 < \frac{4,2}{f_e} = 0,0105 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

$$\frac{h}{l} = \frac{20}{470} = 0,043 < \frac{1}{16} = 0,063 \dots\dots\dots \text{Condition n'est pas vérifiée}$$

$$\frac{h}{l} = 0,043 < \frac{M_t}{10 M_0} = \frac{10,89}{10 \times 19,80} = 0,055 \dots\dots\dots \text{Condition n'est pas vérifiée}$$

E.1 Calcul de la flèche

$$f = \frac{5}{348} \frac{q_{ser} l^4}{EI} = \frac{5 \times 5,13 (4,7)^4}{348 \times 32164,2 \times 14062,44} 10^{-3} = 7,95 \times 10^{-3} \text{m}$$

E.2 La flèche admissible

$$\bar{f} = \frac{l}{500} = \frac{4,7}{500} = 9,4 \times 10^{-3} \text{ m}$$

$$\Delta f_t = 7,95 \times 10^{-3} \text{m} < \bar{f} = 9,4 \times 10^{-3} \text{ m} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

Il n'y a pas risque de flèche

III.4.4 Schéma Ferrailage du plancher à corps creux

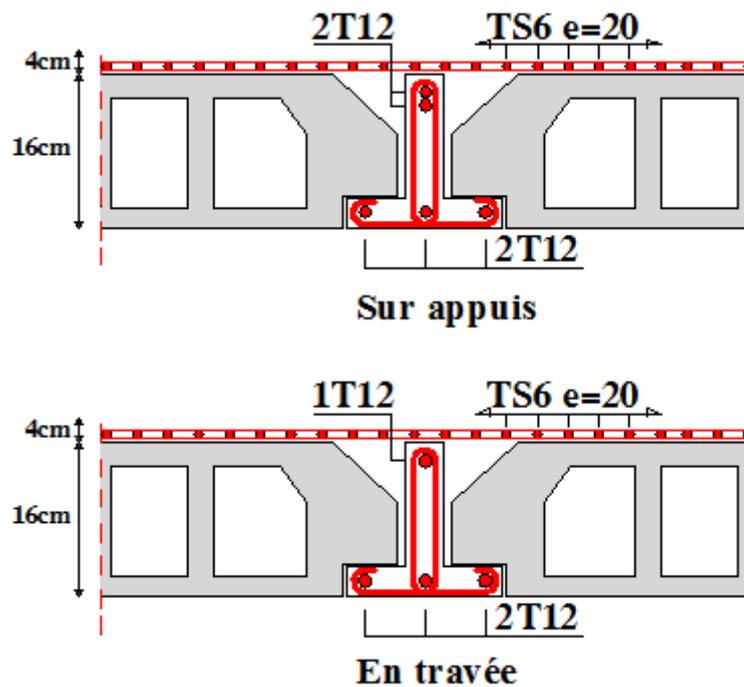


Figure B-9: Schéma de ferrailage de plancher à corps creux

III.5 Ferrailage de la dalle de compression

La dalle de compression de 4 cm doit être armée de quadrillage de barres dont les dimensions des mailles ne doivent dépasser :

- 20cm pour les barres perpendiculaires aux poutrelles,
- 30cm pour les barres parallèles aux poutrelles.

➤ **Armatures perpendiculaires aux poutrelles**

$$A_T = \frac{4L_x}{f_e} = 4 \times \frac{65}{500} = 0,52 \text{cm}^2$$

Soit $6\phi 6 = 1,7 \text{cm}^2/\text{ml}$, avec $S_t = 15 \text{ cm}$

➤ **Armatures parallèles aux poutrelles**

$$A_{//} = \frac{A_t}{2} = \frac{1,7}{2} = 0,85 \text{cm}^2$$

Soit $6\phi 6 = 1,7 \text{cm}^2/\text{ml}$, avec $S_t = 15 \text{ cm}$.

III.5.1 Schéma Ferrailage de la dalle de compression

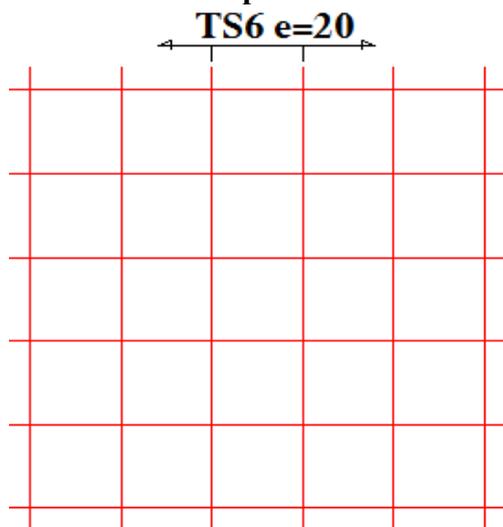


Figure B-10: Schéma de Ferrailage de la dalle de compression

III.6 Etude du balcon

Le balcon est assimilé à un consol en béton encastré à son extrémité dans la poutre donc le calcul ce fait a la flexion simple, pour une bande de 1ml.

III.6.1 Pré dimensionnement

En plus des conditions de coupe-feu et d'isolation phonique (chapitre 2), l'épaisseur est déterminée comme suit :

✓ Dalle plein en consol : $e > \frac{L_{max}}{10} = \frac{120}{10} = 12\text{cm}$

Donc on adopte pour les balcons une dalle plein de 15cm

III.6.2 Ferrailage de balcon

A. Détermine les charges et surcharges

A.1 Charges permanentes

➤ Charge uniformément répartie

➤ Tableau B-5: Les charges permanentes de balcon

Les éléments	L'épaisseur e [m]	Poids volumique [KN/m ³]	poids surfacique [KN/m ²]
1- carrelage	0,02	20	0,40
2- mortier de pose	0,02	20	0,40
3- lit de sable	0,03	18	0,54
4- dalle pleine	0,15	25	3,75
5- enduit en plâtre	0,02	10	0,20
La somme des charges permanente			$G_1 = 5,29$

➤ Charge concentrée

Charge concentrée à son extrémité libre due au poids du mur extérieur: $G_2 = 1\text{KN/m}^2$

A.2 Charge d'exploitation

- **Surcharge uniformément répartie**

$$Q_1 = 3,5 [KN/m^2]$$

- **Surcharge concentré**

Surcharges dus à la main courante : $Q_2 = 1KN/ml$

B. Combinaison des charges

❖ **ELU**

$$q_{u_1} = [1,35G_1 + 1,5Q_1]1ml = [1,35(5,29) + 1,5(3,5)]1 = 12,39KN/ml$$

$$q_{u_2} = [1,35G_2(h)]1ml = [1,35 \times 1(1)]1 = 1,35KN$$

$$q_{u_3} = [1,5Q_2(h)]1ml = [1,5 \times 1(1)]1 = 1,5KN$$

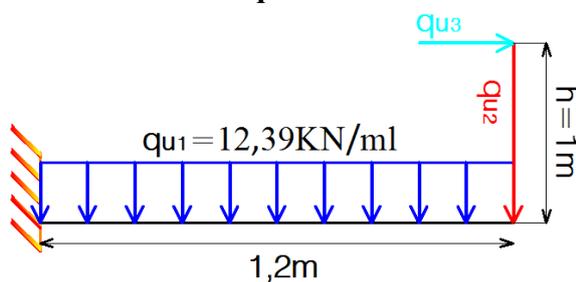
❖ **ELS**

$$q_{ser_1} = [G_1 + Q_1]1ml = [5,29 + 3,5]1 = 8,79KN/ml$$

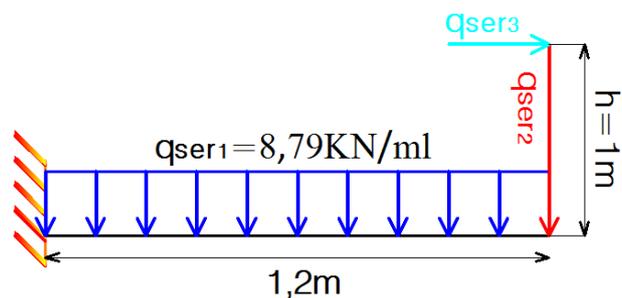
$$q_{ser_2} = [G_2]1ml = [1]1 = 1,00KN$$

$$q_{ser_3} = [Q_2(h)]1ml = [1(1)]1 = 1,00KN$$

C. Schémas statiques



Schema statique à l'ELU



Schema statique à l'ELS

D. Calcul des moments fléchissant et des efforts tranchants

Tableau B-6: Les sollicitations

Sollicitation	ELU	ELS
Le moment maximal	$M_{max} = 12,04KN.m$	$M_{max} = 8,53KN.m$
L'effort tranchant maximal	$T_{max} = 16,22KN$	$T_{max} = 11,55KN$

E. Calcul des armatures longitudinales

$h = 15cm, b = 100cm, d = 0,9h = 13,5cm, M_u = M_{max} = 12,04KN.m, f_{bu} = 14,2MPa$

$$\left. \begin{aligned} \gamma &= \frac{M_u}{M_{t_{ser}}} = \frac{12,04}{8,53} = 1,41 \\ \alpha_c &= \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{cj}}{100} = 0,456 \end{aligned} \right\} \Rightarrow \mu_c = 0,80 \times 0,456 [1 - (0,4 \times 0,456)] = 0,298$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{bd^2 f_{bu}} = \frac{12,04 \times 10^5}{100 \times (13,5)^2 \times 14,2 \times 10^2} = 0,047 < \mu_c = 0,298 \Rightarrow (A'_s = 0)$$

$$\alpha_u = 1,25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 1,25 (1 - \sqrt{1 - 2(0,047)}) = 0,06$$

$$Z_u = d (1 - 0,4\alpha_u) = 13,5 [1 - 0,4(0,06)] = 13,18\text{cm}$$

➤ Calcul la section théorique d'acier:

$$A_s = \frac{M_u}{Z_u \cdot \sigma_{su}} = \frac{M_u}{Z_u \cdot \frac{f_e}{\gamma_s}} = \frac{12,04 \times 10^3}{13,18 \times \frac{400}{1,15}} = 2,63\text{cm}^2$$

➤ La section d'armature réelle:

$$\text{On adopte: } A_s = 3,93\text{cm}^2 \Rightarrow 5\text{HA}10$$

➤ Section d'armature minimale:

$$A_{min} = 0,23bd \frac{f_{tj}}{f_e} = 0,23 \times 100 \times 13,5 \times \frac{2,1}{400} = 2,17\text{cm}^2$$

$$A_{min} = 2,17\text{cm}^2 < A_s = 3,93\text{cm}^2 \dots\dots\dots \text{Condition Vérifiée}$$

➤ L'espaceur:

$$S_t = \frac{b}{n} = \frac{100}{5} = 20\text{cm} ; \text{On adopte: } S_t = 20\text{cm}$$

➤ Vérification de disposition d'armature (charge concentrée):

$$S_t = 20\text{cm} < \min\{2h ; 25\text{cm}\} = \min\{30 ; 25\text{cm}\} = 25\text{cm} \dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

F. Armature de répartition

$$A_r = \frac{A_s}{4} = \frac{3,93}{4} = 0,98\text{cm}^2$$

$$\text{On adopte: } A_r = 3,93\text{cm}^2 \Rightarrow 5\text{HA}10$$

L'espaceur

$$S_t = \frac{100}{5} = 20\text{cm}$$

➤ Vérification de disposition d'armature (charge concentrée)

$$S_t = 20\text{cm} < \min\{3h ; 33\text{cm}\} = \min\{45 ; 33\text{cm}\} = 33\text{cm} \dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

G. Vérification à l'ELU

G.1 Vérification de l'effort tranchant

$$\left. \begin{aligned} \tau_u &= \frac{T_{max}}{b d} = \frac{16,22 \times 10^3}{1000 \times 135} = 0,12\text{MPa} \\ \bar{\tau}_u &= \min\left(\frac{0,15 f_{c28}}{\gamma_b} ; 4\text{MPa}\right) = 2,5\text{MPa} \end{aligned} \right\} \Rightarrow \tau_u = 0,12\text{MPa} < \bar{\tau}_u = 2,5\text{MPa} \dots \text{Condition vérifiée}$$

H. Vérification à l'ELS

➤ Détermine la position de l'axe neutre

$$\frac{by^2}{2} + nA'_s(y - d') - nA_s(d - y) = 0 \quad \text{tel que: } A'_s = 0 ; n = 15$$

$$\frac{100y^2}{2} - 15 \times 3,93 (13,5 - y) = 0 \Rightarrow 50y^2 + 58,95y - 795,83 = 0$$

$$\sqrt{\Delta} = 403,29 \Rightarrow y = 3,44\text{cm}$$

➤ Détermine le moment d'inertie de la section homogène:

$$\begin{aligned}
 I &= \frac{by^3}{3} + nA'_s(y - d')^2 + nA_s(d - y)^2 \\
 &= \frac{100(3,44)^3}{3} + 15 \times 3,93 (13,5 - 3,44)^2 \\
 &= 7322,87\text{cm}^4
 \end{aligned}$$

H.1 Vérification de la contrainte de compression du béton

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y = \frac{8,53}{7322,87} \times 3,44 \times 10^3 = 4,01\text{MPa}$$

$\sigma_{bc} = 4,01\text{MPa} < \bar{\sigma} = 0,6f_{c28} = 15\text{MPa}$ Condition Vérifiée

H.2 Vérification de la contrainte de traction de l'acier

$$\sigma_{st} = n \frac{M_{ser}}{I} (d - y) = 15 \times \frac{8,53}{7322,87} (13,5 - 3,44) \times 10^3 = 175,77\text{MPa}$$

$\sigma_{st} = 175,77\text{MPa} < \bar{\sigma}_{st} = 201,63\text{MPa}$ (F.P.P).....Condition vérifiée

H.3 Vérification de la flèche

$$\frac{A_s}{b_0 d} = \frac{3,93}{100 \times 13,5} = 0,0029 < \frac{4,2}{f_e} = 0,0105 \text{Condition vérifiée}$$

$$\frac{h}{l} = \frac{15}{120} = 0,125 > \frac{1}{16} = 0,063 \text{Condition vérifiée}$$

$$\frac{h}{l} = 0,125 > \frac{M_t}{10 M_0} = \frac{0,85 \times 8,53}{10 \times 8,53} = 0,085 \text{Condition vérifiée}$$

Les trois conditions sont vérifiées, donc le calcul de la flèche n'est pas nécessaire.

III.6.3 Schéma de Ferrailage de balcon

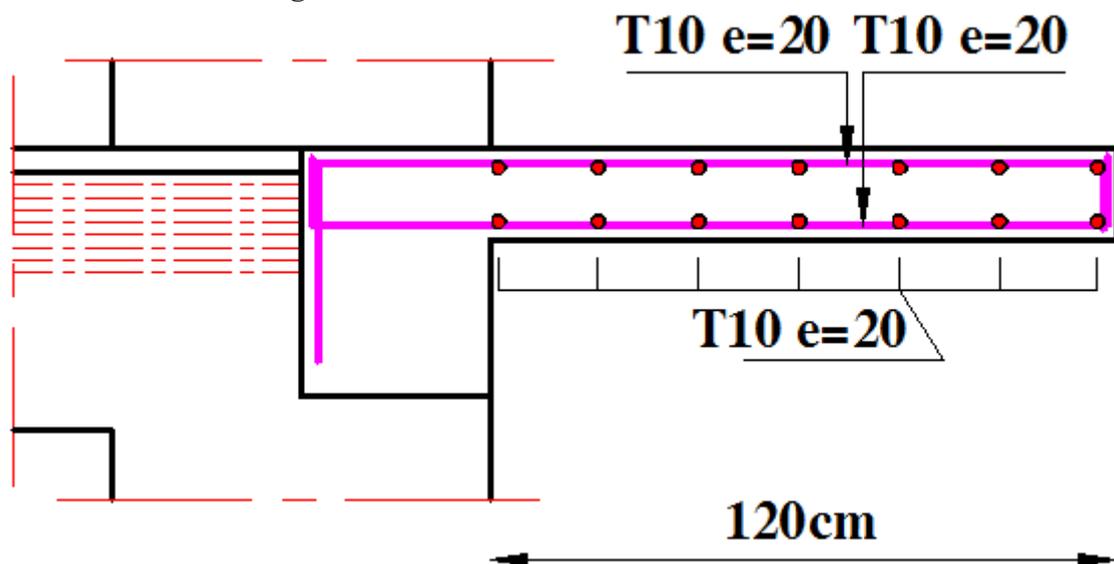


Figure B-11: Schéma de ferrailage de balcon «coupe transversale»

III.7 Etude du porte-à-faux

Le porte a faux est constitué d'une dalle pleine faisant suit à la dalle du plancher, on fait son calcul comme une console encastree au niveau de la poutre de rive.

III.7.1 Pré dimensionnement

✓ Dalle plein en consol:

$$e > \frac{L_{max}}{10} = \frac{90}{10} = 9\text{cm}$$

Pour des considérations pratiques, on doit majorer à: e = 15 cm.

III.7.2 Le ferrailage de porte-à-faux

A. Détermine les charges et surcharges

A.1 Charges permanentes

➤ Charge uniformément répartie

Figure B-13: charge permanente de porte-à-faux

Les éléments	L'épaisseur e [m]	Poids volumique [KN/m ³]	poids surfacique [KN/m ²]
1- carrelage	0,02	20	0,40
2- mortier de pose	0,02	20	0,40
3- lit de sable	0,03	18	0,54
4- dalle pleine	0,15	25	3,75
5- enduit en plâtre	0,02	10	0,20
6- Cloisons séparation	-	-	1,00
La somme des charges permanentes			G = 6,29

A.2 Charge d'exploitation

➤ Surcharge uniformément répartie

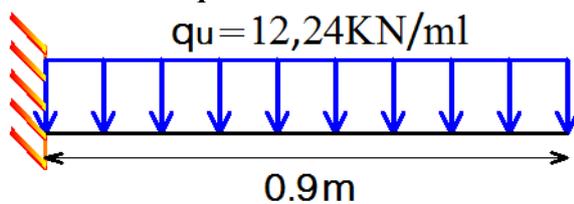
$$Q = 2,5\text{KN/m}^2 \text{ (pour les étages services)}$$

B. Combinaison des charges

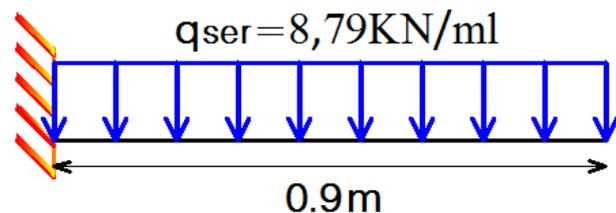
$$\text{ELU: } q_u = [1,35G + 1,5Q]1\text{ml} = [1,35(6,29) + 1,5(2,5)]1 = 12,24\text{KN/ml}$$

$$\text{ELS: } q_{ser} = [G + Q]1\text{ml} = [6,29 + 2,5]1 = 8,79\text{KN/ml}$$

Schémas statiques



Schema statique à l'ELU



Schema statique à l'ELS

C. Calcul des moments fléchissant et des efforts tranchants

Tableau B-7: Les sollicitations

sollicitation	ELU	ELS
Le moment maximal	$M_{max} = 4,96\text{KN.m}$	$M_{max} = 3,56\text{KN.m}$
L'effort tranchant maximal	$T_{max} = 11,02\text{KN}$	$T_{max} = 7,91\text{KN}$

D. Le ferrailage du porte-à-faux

D.1 Armatures longitudinales

Le calcul ce fait a la flexion simple, pour une bande de 1ml.

$h = 15\text{cm}$, $b = 100\text{cm}$, $d = 0,9h = 13,5\text{cm}$, $M_u = M_{max} = 4,96\text{KN.m}$, $f_{bu} = 14,2\text{MPa}$

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{bd^2 f_{bu}} = \frac{4,96 \times 10^5}{100 \times (13,5)^2 \times 14,2 \times 10^2} = 0,019$$

$$\gamma = \frac{M_u}{M_{ser}} = \frac{4,96}{3,56} = 1,39$$

$$\alpha_c = \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{cj}}{100} = 0,447 \quad \left. \begin{array}{l} \gamma = \frac{M_u}{M_{ser}} = \frac{4,96}{3,56} = 1,39 \\ \alpha_c = \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{cj}}{100} = 0,447 \end{array} \right\} \Rightarrow \mu_c = 0,80 \times 0,447 [1 - (0,4 \times 0,447)] = 0,294$$

$$\mu_{bu} = 0,019 < \mu_c = 0,294 \Rightarrow (A'_s = 0)$$

$$\alpha_u = 1,25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 1,25 (1 - \sqrt{1 - 2(0,019)}) = 0,024$$

$$Z_u = d (1 - 0,4\alpha_u) = 13,5 [1 - 0,4(0,024)] = 13,37\text{cm}$$

➤ **Calcul la section théorique d'acier**

$$A_s = \frac{M_u}{Z_u \cdot \sigma_{su}} = \frac{M_u}{Z_u \cdot \frac{f_e}{\gamma_s}} = \frac{4,96 \times 10^3}{13,37 \times \frac{400}{1,15}} = 1,07\text{cm}^2$$

➤ **La section d'armature réelle**

On adopte: $A_s = 3,93\text{cm}^2 \Rightarrow 5\text{HA}10$

➤ **Section d'armature minimale**

$$A_{min} = 0,23bd \frac{f_{tj}}{f_e} = 0,23 \times 100 \times 13,5 \times \frac{2,1}{400} = 2,17\text{cm}^2$$

$A_{min} = 2,17\text{cm}^2 < A_s = 3,93\text{cm}^2$ Condition vérifiée

➤ **L'espacement**

$$S_t = \frac{b}{n} = \frac{100}{5} = 20\text{cm} ; \text{ On adopte: } S_t = 20\text{cm}$$

➤ **Vérification de disposition d'armature (charge concentrée):**

$S_t = 20\text{cm} < \min\{3h ; 33\text{cm}\} = \min\{45 ; 33\text{cm}\} = 30\text{cm}$Condition vérifiée

D.2 Armature de répartition

$$A_r = \frac{A_s}{4} = \frac{3,93}{4} = 0,98\text{cm}^2$$

On adopte: $A_r = 3,93\text{cm}^2 \Rightarrow 5\text{HA}10$

➤ **L'espaceur**

$$S_t = \frac{100}{5} = 20\text{cm}$$

➤ **Vérification de disposition d'armature**

$$S_t = 20\text{cm} < \min\{4h ; 45\text{cm}\} = \min\{60 ; 45\text{cm}\} = 45\text{cm} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

E. Vérification à l'ELU

E.1 Vérification de l'effort tranchant

$$\left. \begin{aligned} \tau_u &= \frac{T_{max}}{b d} = \frac{11,02 \times 10^3}{1000 \times 135} = 0,08\text{MPa} \\ \bar{\tau}_u &= \min\left(\frac{0,15 f_{c28}}{\gamma_b} ; 4\text{MPa}\right) = 2,5\text{MPa} \end{aligned} \right\} \Rightarrow \tau_u = 0,08\text{MPa} < \bar{\tau}_u = 3,33\text{MPa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

F. Vérification à l'ELS

➤ **Détermine la position de l'axe neutre**

$$\begin{aligned} \frac{by^2}{2} + nA'_s(y - d') - nA_s(d - y) &= 0 \quad \text{tel que: } A'_s = 0 ; n = 15 \\ \frac{100y^2}{2} - 15 \times 3,93 (13,5 - y) &= 0 \\ 50y^2 + 58,95y - 795,83 &= 0 \\ \sqrt{\Delta} = 403,29 \Rightarrow y &= 3,44\text{cm} \end{aligned}$$

➤ **Détermine le moment d'inertie de la section homogène**

$$\begin{aligned} I &= \frac{by^3}{3} + nA'_s(y - d')^2 + nA_s(d - y)^2 \\ &= \frac{100(3,44)^3}{3} + 15 \times 3,93 (13,5 - 3,44)^2 \\ &= 7322,87\text{cm}^4 \end{aligned}$$

F.1 Vérification de la contrainte de compression du béton

$$\begin{aligned} \sigma_{bc} &= \frac{M_{ser}}{I} y = \frac{3,56}{7322,87} \times 3,44 \times 10^3 = 1,67\text{MPa} \\ \sigma_{bc} &= 3,01\text{MPa} < \bar{\sigma} = 0,6f_{c28} = 15\text{MPa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée} \end{aligned}$$

F.2 Vérification de la contrainte de traction de l'acier

$$\begin{aligned} \sigma_{st} &= n \frac{M_{ser}}{I} (d - y) = 15 \times \frac{3,56}{7322,87} (13,5 - 3,44) \times 10^3 = 73,36\text{MPa} \\ \sigma_{st} &= 73,36\text{MPa} < \bar{\sigma}_{st} = 201,63\text{MPa (F.P.P.)} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée} \end{aligned}$$

F.3 Vérification de la flèche

$$\begin{aligned} \frac{A_s}{b_0 d} &= \frac{3,93}{100 \times 13,5} = 0,0029 < \frac{4,2}{f_e} = 0,0105 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée} \\ \frac{h}{l} &= \frac{15}{90} = 0,17 > \frac{1}{16} = 0,063 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée} \\ \frac{h}{l} &= 0,17 > \frac{M_t}{10 M_0} = \frac{0,85 \times 3,56}{10 \times 3,56} = 0,085 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée} \end{aligned}$$

Les trois conditions sont vérifiées, donc le calcul de la flèche n'est pas nécessaire.

III.7.3 Schéma de Ferrailage du porte –à–faux

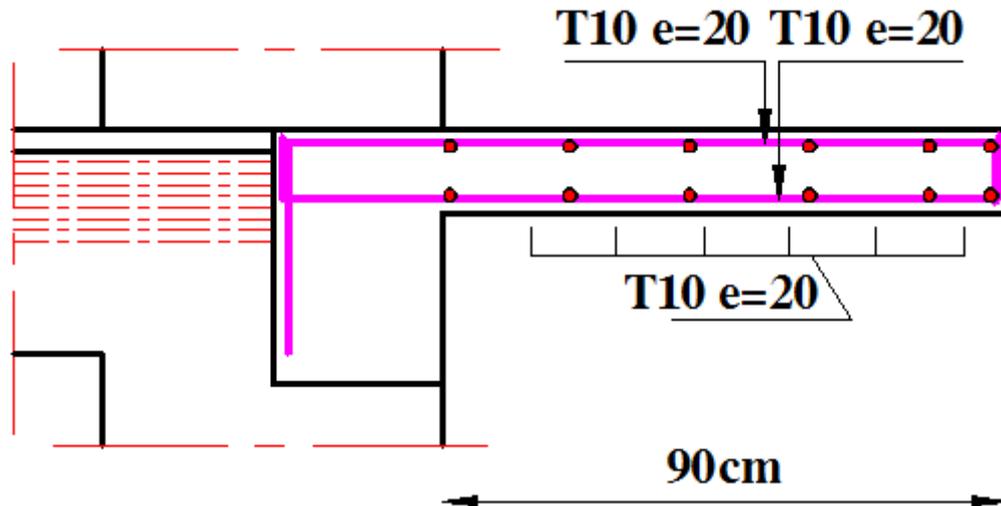


Figure B-14: Schémas de ferrailage du porte-à-faux.

III.8 Etude de la dalle pleine

Les dalles pleines sont des éléments d'épaisseur faible par rapport aux autres dimensions, chargée perpendiculairement à leur plan moyen reposant sur deux, trois ou quatre appuis

A. Calcul des sollicitations (méthode de PIGEAUD)

A.1 Les moments isostatiques de la dalle

$$\begin{cases} M_{ox} = (M_1 + \nu M_2) P \\ M_{oy} = (M_2 + \nu M_1) P \end{cases}$$

Avec:

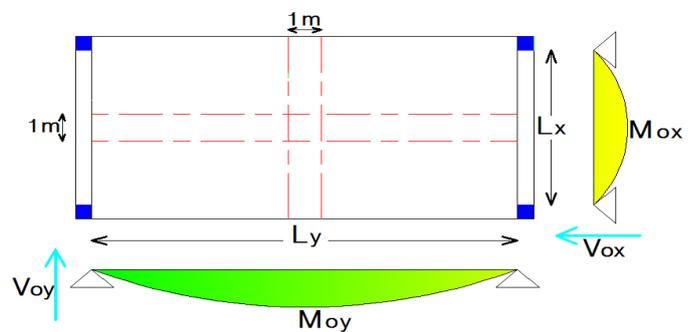
P : la charge totale

$$P = q L_x L_y$$

q : charge répartie par unité de surface

ν : Coefficient de poisson

$$\nu = \begin{cases} 0.2 \rightarrow \text{ELS (calcul des déformations)} \\ 0 \rightarrow \begin{cases} \text{ELU (calcul des sollicitations)} \\ \text{ELS (vérification des contraintes)} \end{cases} \end{cases}$$



A.1.1 Détermine les charges et surcharges

➤ Charges permanentes

$$G = 6,29 \text{KN/m}^2$$

➤ Surcharge d'exploitation

$$Q = 2,5 \text{ KN/m}^2 \text{ (étage service, pour le cas le plus défavorable)}$$

A.1.2 Combinaison d'action à l'ELU

$$q_u = 1,35G + 1,5Q = 1,35(6,29) + 1,5(2,5) = 12,24 \text{ KN/m}^2$$

A.1.3 Calcul de la charge totale

$$P = 12,24 \times 2 \times 2,3 = 56,3\text{KN}$$

A.1.4 Détermine les valeurs de M_1 et M_2

D'après les abaques (table de Pigeaud):

On à:

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{2}{2,3} = 0,87$$

$$0,8 < \rho < 0,9 \Rightarrow 0,0410 < M_1 < 0,0445$$

$$M_1 = 0,0410 + x = 0,0410 + \frac{(0,0445 - 0,0410)(0,9 - 0,87)}{(0,9 - 0,8)} = 0,0421$$

$$\frac{1}{\rho} = 1,15 \Rightarrow 1,1 < \frac{1}{\rho} < 1,2 \Rightarrow 0,0285 < M_2 < 0,0325$$

$$M_2 = \frac{0,0285 + 0,0325}{2} = 0,0305$$

Donc:

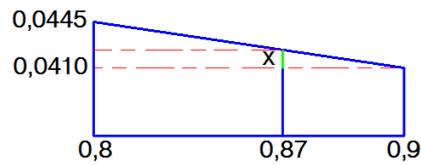
$$M_{ox} = M_1 P = 0,0421 (56,3) = 2,37\text{KN.m}$$

$$M_{oy} = M_2 P = 0,0305 (56,3) = 1,72\text{KN.m}$$

A.2 L'effort tranchant:

$$V_{ox} = \frac{P}{2L_y + L_x} = \frac{56,3}{2(2,3) + 2} = 8,53\text{KN}$$

$$V_{oy} = \frac{P}{3L_y} = \frac{56,3}{2(2,3)} = 12,24\text{KN}$$



III.8.1 Ferrailage de la dalle pleine

➤ **Diamètre des barres d'armatures [BAEL99 A.7.2,1]**

$$\Phi \leq \frac{h}{10} = \frac{150}{10} = 15\text{mm}$$

On prend: $\Phi = 8\text{mm}$

➤ **Calcul d_x et d_y**

$$d_x = h - c - \frac{\Phi}{2} = 15 - 2 - \frac{0,8}{2} = 12,6\text{cm}$$

$$d_y = d_x - \Phi = 12,6 - 0,8 = 11,8\text{cm}$$

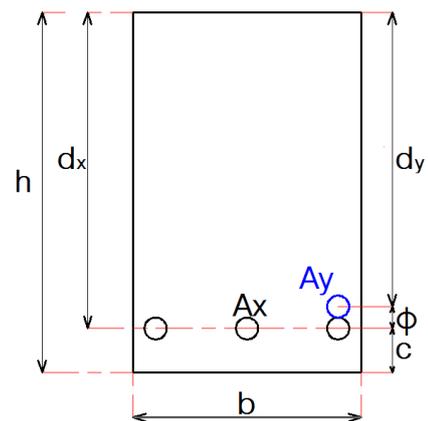
A. Sens x - x

$$\mu_{bu} = \frac{M_{ox}}{b d_x^2 f_{bu}} = \frac{2,37 \times 10^5}{100 \times (12,6)^2 \times 14,2 \times 10^2} = 0,011$$

$$\left. \begin{aligned} \gamma &= \frac{M_u}{M_{ser}} = \frac{2,37}{1,7} = 1,394 \\ \alpha_c &= \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{cj}}{100} = 0,447 \end{aligned} \right\} \Rightarrow \mu_c = 0,80 \times 0,447 [1 - (0,4 \times 0,447)] = 0,294$$

$$\mu_{bu} = 0,011 < \mu_c = 0,294 \Rightarrow (A'_x = 0)$$

$$\alpha_u = 1,25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 1,25 (1 - \sqrt{1 - 2(0,011)}) = 0,014$$



$$Z_u = d_x (1 - 0,4\alpha_u) = 12,6 [1 - 0,4(0,014)] = 12,53\text{cm}$$

➤ **Calcul la section théorique d'acier**

$$A_x = \frac{M_{ox}}{Z_u \cdot \sigma_{su}} = \frac{M_{ox}}{Z_u \cdot \frac{f_e}{\gamma_s}} = \frac{2,37 \times 10^3}{12,53 \times \frac{400}{1,15}} = 0,54\text{cm}^2$$

➤ **La section d'armature réelle**

On adopte: $A_x = 2,51\text{cm}^2 \Rightarrow 5\text{HA}8$

➤ **La section minimale d'armatures [BAEL B.7.4]**

$$A_{x_{min}} = 0,0008 \frac{3-\rho}{2} b h = 0,0008 \frac{3-0,87}{2} \times 100 \times 15 = 1,28\text{cm}^2$$

$$A_{x_{min}} = 1,28\text{cm}^2 < A_x = 2,51\text{cm}^2 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

➤ **L'écartement minimal des barres (BAEL A.8.2,42)**

La direction la moins sollicité (cas d'une charge répartie):

$$S_t \leq \min (4h ; 45\text{cm}) = \min (60 ; 45\text{cm}) = 45\text{cm}$$

On adopte: $S_t = 20\text{cm}$

B. Sens y – y

$$\mu_{bu} = \frac{M_{oy}}{b d_y^2 f_{bu}} = \frac{1,72 \times 10^5}{100 \times (11,8)^2 \times 14,2 \times 10^2} = 0,009$$

$$\left. \begin{aligned} \gamma &= \frac{M_u}{M_{ser}} = \frac{1,72}{1,23} = 1,398 \\ \alpha_c &= \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{cj}}{100} = 0,449 \end{aligned} \right\} \Rightarrow \mu_c = 0,80 \times 0,449 [1 - (0,4 \times 0,449)] = 0,295$$

$$\mu_{bu} = 0,009 < \mu_c = 0,295 \Rightarrow (A'_x = 0)$$

$$\alpha_u = 1,25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 1,25 (1 - \sqrt{1 - 2(0,009)}) = 0,01$$

$$Z_u = d_y (1 - 0,4\alpha_u) = 11,8 [1 - 0,4(0,01)] = 11,75\text{cm}$$

➤ **Calcul la section théorique d'acier**

$$A_s = \frac{M_{oy}}{Z_u \cdot \sigma_{su}} = \frac{M_{oy}}{Z_u \cdot \frac{f_e}{\gamma_s}} = \frac{1,5 \times 10^3}{11,75 \times \frac{400}{1,15}} = 0,37\text{cm}^2$$

➤ **La section d'armature réelle**

On adopte: $A_s = 2,51\text{cm}^2 \Rightarrow 5\text{HA}8$

➤ **La section minimale d'armatures**

$$A_{y_{min}} = 0,0008 b h = 0,0008 \times 100 \times 15 = 1,2\text{cm}^2$$

$$A_{y_{min}} = 1,2\text{cm}^2 < A_y = 2,51\text{cm}^2 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

➤ **L'écartement minimal des barres**

La direction la moins sollicité (cas d'une charge répartie):

$$S_t \leq \min (3h ; 33\text{cm}) = \min (45 ; 33\text{cm}) = 33\text{cm}$$

On adopte: $S_t = 20\text{cm}$

C. Vérification à l'ELU

C.1 Vérification a l'effort tranchant

Dalle réalisée sans reprise de bétonnage, on doit alors vérifier que:

$$\tau_u = 0,07 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 0,07 \frac{25}{1,5} = 1,17\text{MPa}$$

$$\tau_u = 1,17\text{MPa} < \bar{\tau}_u = 2,5\text{MPa} \dots \text{Condition vérifiée}$$

D. Vérification à l'ELS

➤ Combinaison d'action:

$$q_u = G + Q = 6,29 + 2,5 = 8,79\text{KN}/\text{m}^2$$

Calcul de la charge totale:

$$P = 8,79 \times 2,3 \times 2 = 40,43\text{KN}$$

➤ Calcul des sollicitations:

$$M_1 = 0,0421 ; M_2 = 0,0305 ; \nu = 0$$

Donc:

$$M_{ox} = (M_1) P = (0,0421) 40,43 = 1,7\text{KN.m}$$

$$M_{oy} = (M_2) P = (0,0305) 40,43 = 1,23\text{KN.m}$$

➤ Détermine la position de l'axe neutre:

$$\frac{by^2}{2} + nA'_s(y - d') - nA_s(d - y) = 0 \quad \text{tel que: } A'_s = 0 ; n = 15$$

$$\frac{100y^2}{2} - 15 \times 2,51 (12,6 - y) = 0$$

$$50y^2 + 37,65y - 474,39 = 0$$

$$\sqrt{\Delta} = 310,32$$

$$y = 2,73\text{cm}$$

➤ Détermine le moment d'inertie de la section homogène:

$$I = \frac{by^3}{3} + nA'_s(y - d')^2 + nA_s(d - y)^2$$

$$= \frac{100(2,73)^3}{3} + 15 \times 2,51 (12,6 - 2,73)^2$$

$$= 4345,96\text{cm}^4$$

D.1 Vérification de la contrainte de compression du béton

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y = \frac{1,7}{4345,96} \times 2,73 \times 10^3 = 1,07\text{MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 1,07\text{MPa} < \bar{\sigma} = 0,6f_{c28} = 15\text{MPa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

D.2 Vérification de la contrainte de traction de l'acier

$$\sigma_{st} = n \frac{M_{ser}}{I} (d - y) = 15 \times \frac{1,7}{4345,96} (12,6 - 2,73) \times 10^3 = 57,91 \text{MPa}$$

$$\sigma_{st} = 57,91 \text{MPa} < \bar{\sigma}_{st} = 201,63 \text{MPa (F.P.P)} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

E. Calcul des déformations

Combinaison d'action:

$$q_{ser} = G + Q = 6,29 + 2,5 = 8,79 \text{KN/m}^2$$

Calcul de la charge totale:

$$P = 8,79 \times 2,3 \times 2 = 40,43 \text{KN}$$

Calcul des sollicitations:

$$M_1 = M_2 = 0,0370 ; \nu = 0,2$$

Donc:

$$M_{ox} = (M_1 + \nu M_2) P = (0,0421 + 0,2(0,0305)) 40,43 = 1,95 \text{KN.m}$$

$$M_{oy} = (M_2 + \nu M_1) P = (0,0305 + 0,2(0,0421)) 40,43 = 1,57 \text{KN.m}$$

E.1 Vérification de la flèche [BAEL B.7.5]

$$\frac{A_s}{b_0 d} = \frac{2,51}{100 \times 12,6} = 0,002 < \frac{2}{f_e} = 0,005 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

$$\frac{h}{l_x} = \frac{15}{200} = 0,075 > \frac{M_t}{20 M_0} = \frac{0,75 \times 1,95}{20 \times 1,95} = 0,038 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

Les deux conditions sont vérifiées, donc le calcul de la flèche n'est pas nécessaire.

III.8.2 Schéma de ferrailage de la dalle pleine

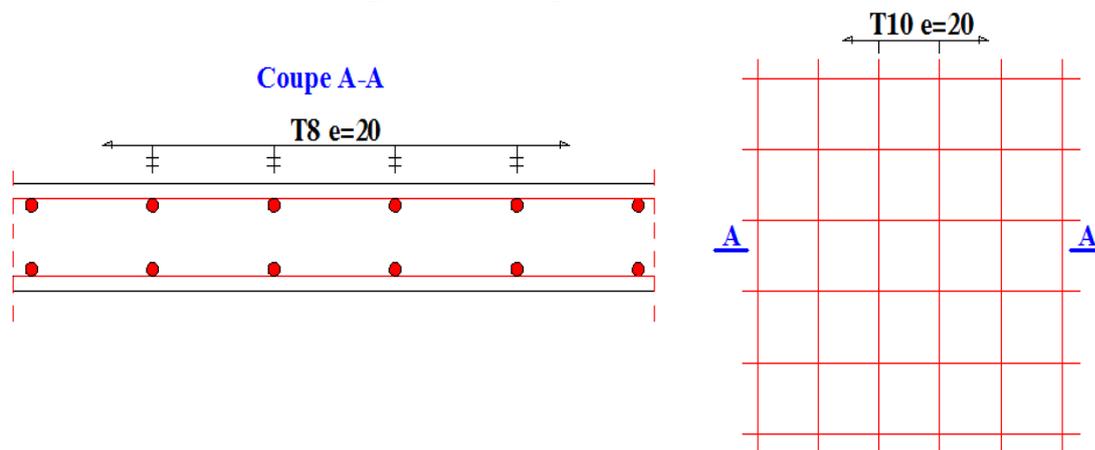


Figure B-15: Schéma de ferrailage de la dalle pleine.

III.9 Etude de la dalle machine

La dalle machine est une dalle pleine, qui reprend un chargement important par rapport à celle des dalles de l'étage courant ou terrasse, cela est due au mouvement de l'ascenseur ainsi qu'à son poids, en tenant compte de la variation des efforts de la machine par rapport à la dalle.

III.9.1 Pré dimensionnement de la dalle pleine

➤ **Condition de résistance à la flexion**

Détermine la valeur de l'élanement (α):

$$\left. \begin{array}{l} \rho = \frac{L_x}{L_y} \\ L_x = L_y = 2\text{m} \end{array} \right\} \Rightarrow \rho = \frac{2}{2} = 1$$

On a: $0,4 < \rho < 1 \Rightarrow$ dalle appuis sur 4 cotés

Alors: $h \geq \frac{L_x}{30}$; (dalle isolée)

$$h \geq \frac{200}{30} \Rightarrow h \geq 6,67\text{cm}$$

On adopte: $h = 15\text{cm}$, (condition d'isolation thermique)

III.9.2 Détermine les charges et surcharges

❖ **Charges permanentes**

➤ **Charge uniformément répartie**

Poids propre de la dalle pleine: $0,15 \times 25 = 3,75\text{KN/m}^2$

Mortier de pose $20 \times 0,03 = 0,6 \text{ KN/m}^2$

Carrelage $20 \times 0,02 = 0,4\text{KN/m}^2$

$$G_1 = 4,75\text{KN/m}^2$$

➤ **Charge concentrée**

Poids de la machine $G_2 = 57\text{KN}$

❖ **Surcharge d'exploitation**

$$Q = 1\text{KN/m}^2$$

III.9.3 Calcul des sollicitations (méthode de PIGEAUD)

A. Sous charge uniformément répartie (G_1)

A.1.1 Combinaison d'action

❖ **ELU** : $q_u = 1,35G_1 + 1,5Q = 1,35(4,75) + 1,5(1) = 7,91 \text{ KN/m}^2$

❖ **ELS** : $q_{ser} = G_1 + Q = 4,75 + 1 = 5,75 \text{ KN/m}^2$

A.1.2 Calcul de la charge totale

❖ **ELU** : $P_u = q_u L_x L_y = 7,91 \times 2 \times 2 = 31,64\text{KN}$

❖ **ELS** : $P_{ser} = q_{ser} L_x L_y = 5,75 \times 2 \times 2 = 23\text{KN}$

A.2 Détermine les valeurs de M_1 et M_2

D'après les abaques (table de Pigeaud):

$$\rho = \frac{1}{\rho} = \frac{L_x}{L_y} = \frac{2}{2} = 1 \Rightarrow M_1 = M_2 = 0,0370$$

A.3 Les moments isostatiques de la dalle ($\nu = 0$)

❖ **ELU**

$$M_{ox_1} = (M_1 + \nu M_2) P_u = M_1 P_u = 0,0370 (31,64) = 1,17 \text{KN.m}$$

$$M_{oy_1} = (M_2 + \nu M_1) P_u = M_2 P_u = 0,0370 (31,64) = 1,17 \text{KN.m}$$

❖ **ELS**

$$M_{ox_1} = (M_1 + \nu M_2) P_u = M_1 P_{ser} = 0,0370 (23) = 0,85 \text{KN.m}$$

$$M_{oy_1} = (M_2 + \nu M_1) P_u = M_2 P_{ser} = 0,0370 (23) = 0,85 \text{KN.m}$$

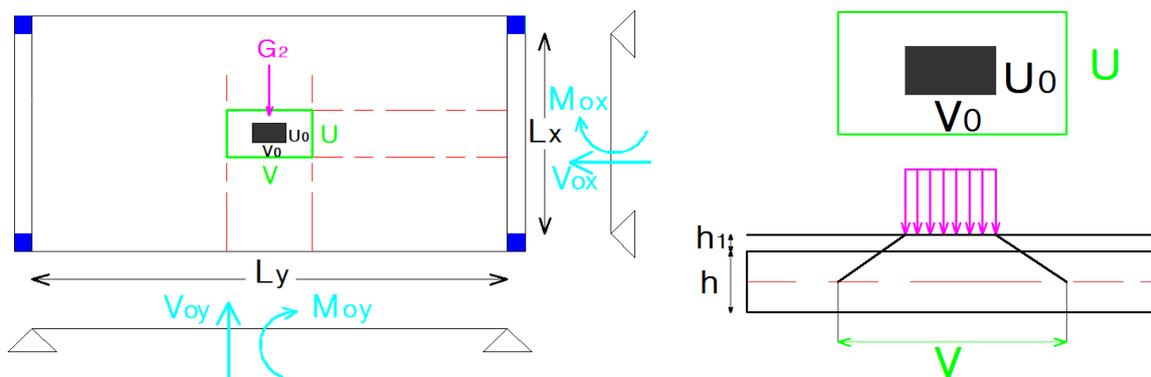
A.4 L'effort tranchant

❖ **ELU**

$$V_{ox_1} = \frac{P}{2L_y + L_x} = \frac{31,64}{2(2) + 2} = 5,27 \text{KN}$$

$$V_{oy_1} = \frac{P}{3L_y} = \frac{31,64}{2(2)} = 7,91 \text{KN}$$

B. Sous charge concentrée (G_2)



B.1 Détermine les dimensions de la surface projetée:

$$U = U_0 + h + \xi h_1$$

$$V = V_0 + h + \xi h_1$$

Avec:

$V_0 = V_0 = 1\text{m}$: sont les dimensions de la surface d'impact

$h = 15\text{cm}$: l'épaisseur de la dalle

$h_1 = 5\text{cm}$: l'épaisseur du revêtement

$$\xi = \begin{cases} 2 & \text{: revêtement aussi résistant que le béton} \\ 1,5 & \text{: revêtement moins résistant que le béton} \end{cases}$$

Alors:

$$U = 1 + 0,15 + 2(0,05) = 1,25\text{m}$$

$$V = 1 + 0,15 + 2(0,05) = 1,25\text{m}$$

B.2 Détermine les valeurs de M_1 et M_2

D'après les abaques (table de Pigeaud):

On à:

$$\frac{U}{L_x} = \frac{V}{L_y} = \frac{1,25}{2} = 0,625$$

Détermine la valeur de x_1 et x_2 :

$$x_1 = 0,072 + x$$

$$x = \frac{(0,076 - 0,072)(0,7 - 0,625)}{(0,7 - 0,6)} = 0,003$$

$$x_1 = 0,072 + 0,003 = 0,075$$

$$x_2 = 0,064 + x$$

$$x = \frac{(0,068 - 0,064)(0,7 - 0,625)}{(0,7 - 0,6)} = 0,001$$

$$x_2 = 0,064 + 0,001 = 0,067$$

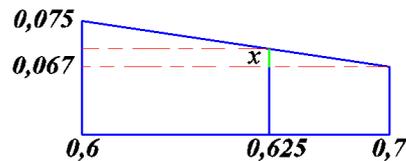
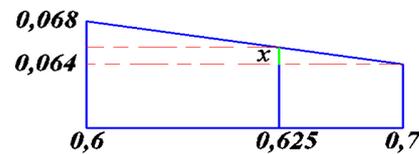
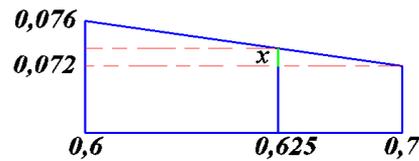
Donc:

$$M_1 = 0,067 + x$$

$$x = \frac{(0,075 - 0,067)(0,7 - 0,625)}{(0,7 - 0,6)} = 0,006$$

$$\begin{cases} M_1 = 0,067 + 0,006 = 0,073 \\ M_2 = M_1 = 0,073 \end{cases}$$

$U/L_x \backslash V/L_y$	0,6	0,625	0,7
0,6	0,076		0,068
0,625	x_1	M_1	x_2
0,7	0,072		0,064



B.3 Les moments isostatiques de la dalle ($\nu = 0$)

❖ **ELU**

$$M_{ox_2} = M_1 \times 1,35(G_2) = 0,073 \times 1,35 (57) = 5,62\text{KN.m}$$

$$M_{oy_2} = M_2 \times 1,35(G_2) = 0,073 \times 1,35 (57) = 5,62\text{KN.m}$$

❖ **ELS**

$$M_{ox_2} = M_1 G_2 = 0,073 (57) = 4,16\text{KN.m}$$

$$M_{oy_2} = M_2 G_2 = 0,073 (57) = 4,16\text{KN.m}$$

B.4 L'effort tranchant

❖ **ELU**

$$V_{ox_2} = \frac{1,35 G_2}{2V + U} = \frac{76,95}{2(1,25) + 1,25} = 17,1\text{KN}$$

$$V_{oy_2} = \frac{1,35 G_2}{3V} = \frac{76,95}{2(1,25)} = 30,78\text{KN}$$

C. Conclusion

C.1 ELU

Les moments isostatiques

$$M_{ox} = M_{ox_1} + M_{ox_2} = 1,17 + 5,62 = 6,79\text{KN.m}$$

$$M_{oy} = M_{oy_1} + M_{oy_2} = 1,17 + 5,62 = 6,79\text{KN.m}$$

L'effort tranchant

$$V_{ox} = V_{ox_1} + V_{ox_2} = 5,25 + 17,1 = 22,35\text{KN}$$

$$V_{oy} = V_{oy_1} + V_{oy_2} = 7,91 + 30,78 = 38,69\text{KN}$$

C.2 ELS

Les moments isostatiques

$$M_{ox} = M_{ox_1} + M_{ox_2} = 0,85 + 4,16 = 5,01\text{KN.m}$$

$$M_{oy} = M_{oy_1} + M_{oy_2} = 0,85 + 4,16 = 5,01\text{KN.m}$$

III.9.4 Ferrailage de la salle machine

A. Ferrailage à l'ELU

Diamètre des barres d'armatures:

$$\Phi \leq \frac{h}{10} = \frac{150}{10} = 15\text{mm}$$

On prend: $\Phi = 8\text{mm}$

Calcul d_x et d_y :

$$d_x = h - c - \frac{\Phi}{2} = 15 - 2 - \frac{0,8}{2} = 12,6\text{cm}$$

$$d_y = d_x - \Phi = 22,6 - 0,8 = 11,8\text{cm}$$

A.1 Sens x - x

$$\mu_{bu} = \frac{M_{ox}}{bd_x^2 f_{bu}} = \frac{6,79 \times 10^5}{100 \times (12,6)^2 \times 14,2 \times 10^2} = 0,03$$

$$\left. \begin{aligned} \gamma &= \frac{M_u}{M_{ser}} = \frac{6,79}{5,01} = 1,36 \\ \alpha_c &= \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{cj}}{100} = 0,428 \end{aligned} \right\} \Rightarrow \mu_c = 0,80 \times 0,428 [1 - (0,4 \times 0,428)] = 0,284$$

$$\mu_{bu} = 0,007 < \mu_c = 0,284 \Rightarrow (A'_x = 0)$$

$$\alpha_u = 1,25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 1,25 (1 - \sqrt{1 - 2(0,03)}) = 0,04$$

$$Z_u = d_x (1 - 0,4\alpha_u) = 12,6 [1 - 0,4(0,04)] = 12,4\text{cm}$$

➤ **Calcul la section théorique d'acier**

$$A_x = \frac{M_{ox}}{Z_u \cdot \sigma_{su}} = \frac{M_{ox}}{Z_u \cdot \frac{f_e}{\gamma_s}} = \frac{6,79 \times 10^3}{12,4 \times \frac{400}{1,15}} = 1,57\text{cm}^2$$

➤ **La section d'armature réelle**

On adopte: $A_x = 2,51\text{cm}^2 \Rightarrow 5\text{HA}8$

➤ **La section minimale d'armatures [BAEL B.7.4]**

$$A_{x_{min}} = 0,0008 \frac{3-\rho}{2} b h = 0,0008 \frac{3-1}{2} \times 100 \times 15 = 1,2\text{cm}^2$$

$$A_{x_{min}} = 1,2\text{cm}^2 < A_x = 2,51\text{cm}^2 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

➤ **L'écartement minimal des barres [BAEL A.8.2,42]**

La direction la moins sollicité (cas d'une charge concentrée):

$$S_t \leq \min (3h ; 33\text{cm}) = \min (75 ; 33\text{cm}) = 33\text{cm}$$

On adopte: $S_t = 20\text{cm}$

A.2 Sens y - y

$$\mu_{bu} = \frac{M_{oy}}{bd_y^2 f_{bu}} = \frac{6,79 \times 10^5}{100 \times (11,8)^2 \times 14,2 \times 10^2} = 0,034$$

$$\left. \begin{aligned} \gamma &= \frac{M_u}{M_{ser}} = \frac{6,79}{5,01} = 1,36 \\ \alpha_c &= \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{cj}}{100} = 0,428 \end{aligned} \right\} \Rightarrow \mu_c = 0,80 \times 0,428 [1 - (0,4 \times 0,428)] = 0,284$$

$$\mu_{bu} = 0,034 < \mu_c = 0,284 \Rightarrow (A'_x = 0)$$

$$\alpha_u = 1,25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 1,25 (1 - \sqrt{1 - 2(0,034)}) = 0,043$$

$$Z_u = d_y (1 - 0,4\alpha_u) = 11,8 [1 - 0,4(0,043)] = 11,59\text{cm}$$

➤ **Calcul la section théorique d'acier**

$$A_s = \frac{M_{oy}}{Z_u \cdot \sigma_{su}} = \frac{M_{oy}}{Z_u \cdot \frac{f_e}{\gamma_s}} = \frac{6,79 \times 10^3}{11,59 \times \frac{400}{1,15}} = 1,68\text{cm}^2$$

➤ **La section d'armature réelle**

On adopte: $A_s = 2,51\text{cm}^2 \Rightarrow 5\text{HA}8$

➤ **La section minimale d'armatures**

$$A_{y_{min}} = 0,0008 b h = 0,0008 \times 100 \times 15 = 1,2\text{cm}^2$$

$$A_{y_{min}} = 1,2\text{cm} < A_y = 2,51\text{cm}^2 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

➤ **L'écartement minimal des barres [BAEL A.8.2,42]**

La direction la moins sollicité (cas d'une charge répartie):

$$S_t \leq \min (2h ; 25\text{cm}) = \min (50 ; 25\text{cm}) = 25\text{cm}$$

On adopte: $S_t = 20\text{cm}$

B. Vérification à l'ELU

B.1 Vérification a l'effort tranchant

Dalle réalisée sans reprise de bétonnage, on doit alors vérifier que:

$$\tau_u = 0,07 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 0,07 \frac{25}{1,5} = 1,17\text{MPa}$$

$$\tau_u = 1,17\text{MPa} < \bar{\tau}_u = 2,5\text{MPa} \dots \text{Condition vérifiée}$$

C. Vérification à l'ELS

Tableau B-8: Vérification des contraintes

	Sens (x - x)	
la position de l'axe neutre (y) [cm]	2,83	Vérification
le moment quadratique par rapport a l'axe neutre (I) [cm ⁴]	5041,91	
La contrainte en compression de béton à l'ELS (σ_{bc}) [MPa]	2,82	$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_b$
La contrainte limite en compression de béton à l'ELS ($\bar{\sigma}_b$) [MPa]	15	Condition vérifiée
La contrainte en traction de l'acier à l'ELS (σ_{st}) [MPa]	158,98	$\sigma_{st} < \bar{\sigma}_{st}$
La contrainte limite en traction de l'acier à l'ELS ($\bar{\sigma}_{st}$) [MPa]	201,63	Condition vérifiée

D. Calcul des déformations ($\nu = 0,2$)

$$q_{ser} = G_1 + Q = 4,75 + 1 = 5,75 \text{ KN/m}^2$$

$$M_{ox_1} = (M_1 + \nu M_2) P_{ser} = M_1 P_{ser} = (0,0370 + 0,2 \times 0,0370) (23) = 2,55\text{KN.m}$$

$$M_{oy_1} = (M_2 + \nu M_1) P_{ser} = M_2 P_{ser} = (0,0370 + 0,2 \times 0,0370) (23) = 2,55\text{KN.m}$$

Donc:

$$M_{ox} = M_{ox_1} + M_{ox_2} = 2,55 + 4,16 = 6,71\text{KN.m}$$

$$M_{oy} = M_{oy_1} + M_{oy_2} = 2,55 + 4,16 = 6,71\text{KN.m}$$

D.1 Vérification de la flèche

$$\frac{A_s}{b_0 d} = \frac{2,51}{100 \times 22,52} = 0,001 < \frac{2}{f_e} = 0,005 \dots \text{Condition vérifiée}$$

$$\frac{h}{l_x} = \frac{25}{200} = 0,13 > \frac{M_t}{20 M_0} = \frac{0,75 \times 5,38}{20 \times 5,38} = 0,038 \dots \text{Condition vérifiée}$$

III.9.5 Schéma de ferrailage de la salle machine

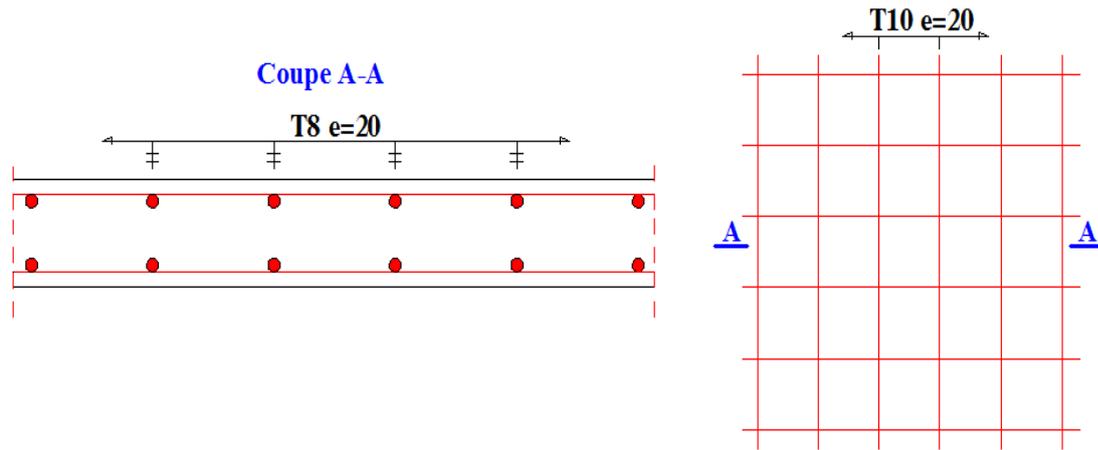


Figure B-16: schéma de Ferrailage de la dalle du local machine

CHAPITRE IV

Etude dynamique et sismique

Chapitre IV : Étude dynamique et sismique

IV.1 Etude dynamique

L'étude dynamique consiste à déterminer les réponses de la structure sous les charges sismiques.

A l'aide de cette étude nous pouvons connaître le comportement de la structure vis-à-vis l'excitation sismique.

Toutes les structures sont susceptibles d'être soumises pendant leur durée de vie à des chargements variables dans le temps. Ces actions peuvent être dues au vent, séisme ou aux vibrations des machines, ce qui signifie que le calcul sous l'effet des chargements statiques paraît insuffisant, d'où la nécessité d'une étude dynamique qui nous permet de déterminer les caractéristiques dynamiques d'une structure afin de prévoir son comportement (déplacement, effort et période.....) sous l'effet du séisme.

Le but est en premier lieu d'éviter les pertes humaines, mais aussi d'éviter une catastrophe technologique que des dégâts incontrôlés risqueraient de provoquer, en maintenant la stabilité, l'intégrité ou la fonctionnalité d'installation sensible, stratégique ou potentiellement dangereuse. Dans tous les cas, la meilleure façon d'envisager des constructions parasismiques consiste à formuler des critères à la fois économiquement justifiés et techniquement cohérents.

IV.1.1 Présentation du logiciel de calcul *ETABS*

On a fait appel pour la modélisation de notre bâtiment à un logiciel appelé *ETABS* pour déterminer :

- Les périodes propres
- Les coefficients de participation
- Les déplacements du plancher

Les caractéristiques principales d'*ETABS* sont :

ETABS est un logiciel de calcul conçu exclusivement pour le calcul des bâtiments. Il permet de modéliser facilement et rapidement tous types de bâtiments grâce à une interface graphique unique. Il offre de nombreuses possibilités pour l'analyse statique et dynamique.

Ce logiciel permet la prise en compte des propriétés non-linéaires des matériaux, ainsi que le calcul et le dimensionnement des éléments structuraux suivant différentes réglementations en vigueur à travers le monde (*Euro code, UBC, ACI.etc.*). De plus de part ça spécificité pour le calcul des bâtiments, *ETABS* offre un avantage certain par rapport au codes de calcul à utilisation plus étendue. En effet, grâce à ces diverses fonctions il permet une décente de charge automatique et rapide, un calcul automatique du centre de masse et de rigidité, ainsi que la prise en compte implicite d'une éventuelle excentricité accidentelle. De plus, ce logiciel utilise une terminologie propre au domaine du bâtiment (plancher, dalle, trumeau, linteau etc).

ETABS permet également le transfert de donnée avec d'autres logiciels (*AUTOCAD*, *SAP2000* et *SAFE*).

IV.1.2 Modélisation de la structure

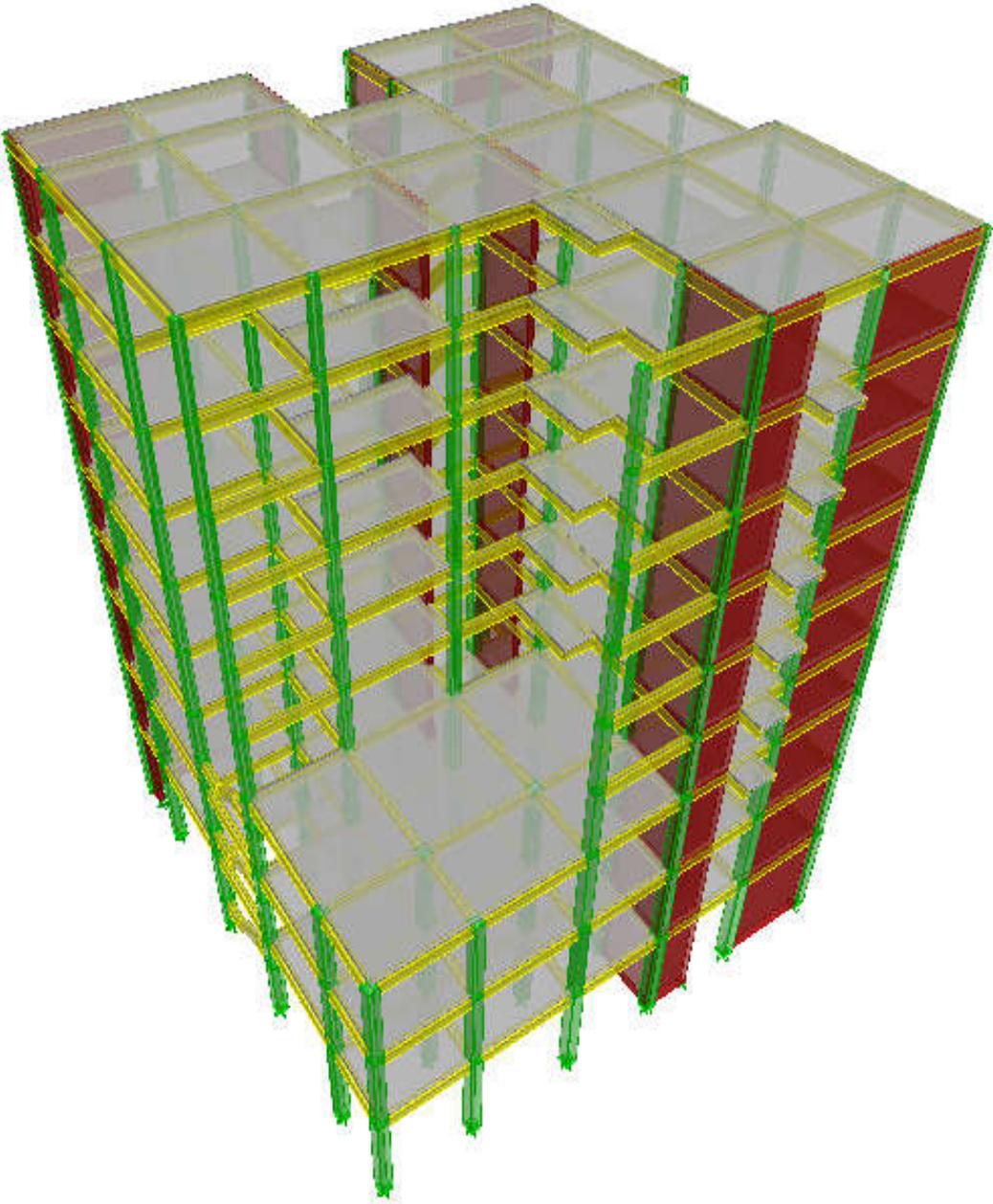
Une structure est composée de membrures flexibles reliées par des nœuds et supportée par une fondation rigide. Cette définition implique que le modèle choisi n'est qu'une idéalisation mathématique de la structure réelle. L'étude de la réponse dynamique d'une structure (période et mode propre) nécessite le choix d'un modèle dynamique adéquat traduisant le plus concrètement possible la nature du système réel.

Le modèle dynamique que nous avons adopté pour le calcul de notre ouvrage est une console verticale encastrée à sa base. Les masses seront considérées concentrées au niveau du centre de gravité de chaque niveau.

IV.1.3 Etapes de modélisation

Pour modéliser notre bâtiment nous avons considéré les étapes suivantes:

- 1) Introduction de la géométrie du modèle (position des nœuds, connectivité des éléments).
- 2) Spécification et assignement des caractéristiques mécaniques et géométriques aux différents éléments.
- 3) Définition des différents cas de charges (statique et dynamique). Assignement de ces charges aux nœuds et aux éléments.
- 4) Spécification des conditions aux limites (appuis, diaphragmes,.....).
- 5) Lancement de l'analyse du problème, apporter des corrections au modèle s'il y a lieu.
- 6) Visualisation des résultats (à l'écran, sur fichier, etc.....).
- 7) Interprétation des résultats.



Vue en 3D avec ETABS «bloc C»

IV.2 Etude dynamique «Bloc C»

IV.2.1 Caractéristiques géométriques de la structure

A. Centre de masse

Le centre de masse est par définition le point d'application de la résultante de l'effort sismique. Les coordonnées (X_G, Y_G) du centre de masse sont données par les formules suivantes:

$$X_G = \frac{\sum_{i=1}^n M_i \times Y_{Gi}}{\sum_{i=1}^n M_i} \quad Y_G = \frac{\sum_{i=1}^n M_i \times X_{Gi}}{\sum_{i=1}^n M_i}$$

M_i : Est la masse de l'élément « i ».

X_i, Y_i : Sont les coordonnées de l'élément considérée.

B. Centre de rigidité

Le centre de torsion est le barycentre des rigidités des éléments dans le contreventement du bâtiment. Autrement dit, c'est le point par lequel passe la résultante des réactions des voiles, des poteaux. En général deux cas se présentes:

- Si le centre de masse et le centre de torsion sont confondus; les efforts horizontaux (séisme, vent...etc.) ne provoquent sur la structure qu'une translation.
- Si par contre le centre de masse est excentré par rapport au centre de torsion, la structure subie donc une translation et une rotation en même temps.

Dans le cas où il est procédé à une analyse tridimensionnelle, en plus de l'excentricité théorique calculée, une excentricité accidentelle égale à $\pm 0.05L$, (L : la dimension du plancher perpendiculaire à la direction de l'action sismique) doit être appliquée au niveau du plancher considéré et suivant chaque direction.

C. Excentricité accidentelle

L'excentricité accidentelle est donnée par la formule suivante: $e_{acc} = 0,05L$

❖ Sens X : $e_{acc(x)} = 0,05 L_x = 0,05(22,8) = 1,14\text{m}$

❖ Sens Y : $e_{acc(y)} = 0,05 L_y = 0,05(22,6) = 1,13\text{m}$

IV.2.2 Calcul de la période fondamentale

La valeur de la période fondamentale «T» de la structure peut être estimée à partir de formules empiriques ou calculée par des méthodes analytiques ou numériques.

La formule empirique (4-6 donnée par le *RPA99/version2003*) est la suivante:

$$T = C_t h_N^{3/4}$$

Avec:

h_N : Hauteur mesurée en mètre a partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau (N) :

$$h_N = 31,28\text{m}$$

C_t : est un coefficient qui est fonction du système de contreventement et de type de remplissage ce paramètre est donné par le tableau 4.6 du *RPA99/version2003*

- On a un contreventement assuré partiellement par des voiles en béton armé :

D'où : $C_t = 0,05$

Donc : $T = 0,05 \times (31,28)^{3/4} = 0,66 \text{ sec}$

IV.2.3 Nombre de modes à considérer

Le nombre de modes à prendre en compte est tel que la somme des coefficients de participation de ces modes est au moins égale à **90%** ($\sum \alpha_i \geq 90\%$), ou que tous les modes ayant une masse modale effective supérieure à 5% de la masse totale de la structure .

Le minimum de mode à retenir est de trois dans chaque direction considérée (Art 4.3.4 *RPA 2003*).

IV.2.4 Disposition des voiles

Dans cette partie, nous allons aborder l'analyse du comportement dynamique de plusieurs variantes cela afin d'aboutir à une meilleur conception parasismique, dans ce volet, nous seront ramenés à comparer les périodes propres des différentes variantes aux valeurs obtenues en appliquant les formules empirique du *RPA99V2003*.

En premier lieu, le choix d'une variante est basé sur le fait d'avoir dans le troisième mode une torsion avec un faible coefficient de participation modale, Cela pour avoir dans le premier et le deuxième mode des translation indépendante dans le sens transversal et longitudinal et toute en prenant en considération les caractéristiques du site. Ainsi, suite à plusieurs études, nous sommes arrivées à la disposition des voiles indiquée dans la figure suivante:

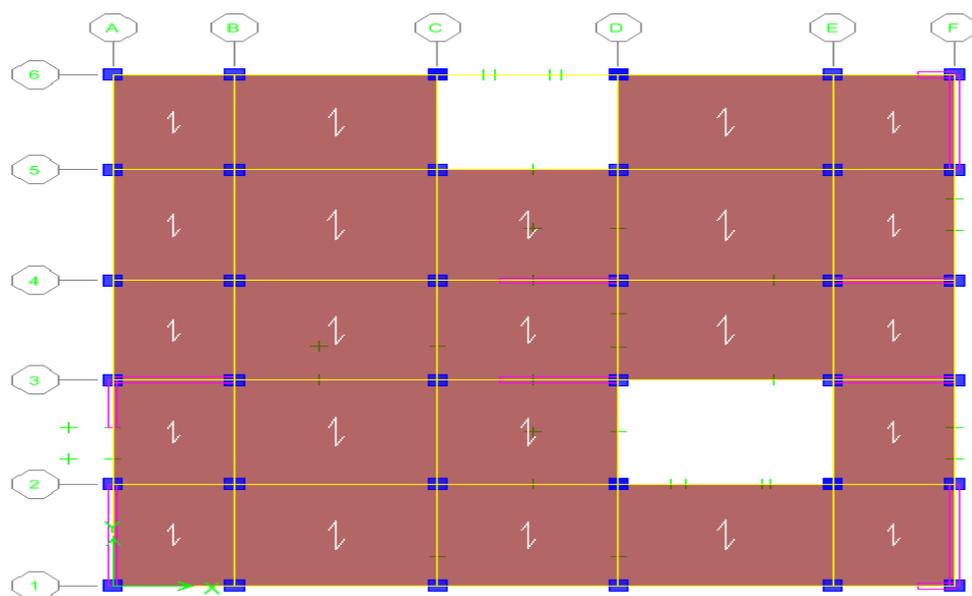


Figure IV-1: Schéma d'emplacement des voiles «Bloc C»

IV.2.5 Caractéristique massique

Tableau IV-1: Caractéristiques massique «Bloc C»

Niveau	La masse [Tonne]	X_{CM} [m]	Y_{CM} [m]	X_{CR} [m]	Y_{CR} [m]	e_x [m]	e_y [m]
RDC	536,2267	11,738	10,989	13,971	11,244	-2,233	-0,255
1	513,3336	11,732	11,023	14,335	11,429	-2,603	-0,406
2	465,4368	11,645	10,821	14,093	11,461	-2,448	-0,64
3	354,5387	13,311	9,471	13,837	11,426	-0,526	-1,955
4	350,0083	13,317	9,463	13,566	11,377	-0,249	-1,914
5	346,1585	13,322	9,455	13,302	11,33	0,02	-1,875
6	342,2327	13,327	9,448	13,061	11,289	0,266	-1,841
7	338,9875	13,332	9,441	12,861	11,26	0,471	-1,819
8	372,0805	13,121	9,986	12,724	11,246	0,397	-1,26
Somme	3619,0033						

$\left\{ \begin{array}{l} X_{CM} ; Y_{CM}: \text{Les coordonnées du centre de masse de la structure.} \\ X_{CR} ; Y_{CR}: \text{Les coordonnées du centre de masse de la structure.} \end{array} \right.$

IV.2.6 Caractéristique dynamique

Tableau IV-2: Caractéristiques dynamiques «Bloc C»

Mode	Période	UX	UY	SumUX	SumUY	RZ	SumRZ
1	0,832043	64,3542	1,1033	64,3542	1,1033	2,3271	2,3271
2	0,696087	0,8053	66,905	65,1595	68,0083	1,0937	3,4207
3	0,581243	1,9003	0,6367	67,0598	68,645	63,4331	66,8538
4	0,198536	17,358	1,168	84,4178	69,813	0,4962	67,3501
5	0,170453	1,9556	15,7049	86,3733	85,5179	2,1452	69,4953
6	0,140176	0,3522	2,4076	86,7255	87,9255	17,8215	87,3168
7	0,121463	00,00	0,2166	86,7255	88,1421	0,0154	87,3322
8	0,113201	0,0001	0,0959	86,7256	88,238	0,0215	87,3537
9	0,110999	0,0001	0,0237	86,7257	88,2617	0,0515	87,4052
10	0,100794	00,00	0,0281	86,7257	88,2898	0,0007	87,4059
11	0,098387	0,011	0,1544	86,7367	88,4443	0,013	87,4189
12	0,086656	0,0199	0,4624	86,7566	88,9066	0,0215	87,4404
13	0,082955	5,8524	0,4954	92,609	89,4021	0,3032	87,7436
14	0,073464	0,7999	3,7143	93,4089	93,1164	0,8867	88,6302

Commentaire

D'après les résultats du tableau, on constate que:

T_{dyn} : La période obtenue par ETABS ($T_{dyn} = 0,83$ sec)

T: la période fondamentale calculée par les méthodes empiriques ($T_{RPA} = 0,66$ sec)

La période donnée par *ETABS* ne doit pas dépasser celle estimée à partir de la formule empirique de plus de 30%,

$$T_{dyn} < 1,3T_{RPA}$$

$$T_{dyn} = 0,83 \text{ sec} < 1,3 (0,66) = 0,86 \text{ sec} \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

- **Le premier mode:** C'est un mode de translation selon (x-x) avec un coefficient de participation modale égale à 64,35%
- **le deuxième mode:** C'est un mode de translation selon (y-y) avec un coefficient de participation modale égale à 66,91%.
- **Le troisième mode:** C'est un mode de torsion de période selon (z-z) avec un coefficient de participation modale égale à 66,85%

IV.2.7 Schéma des modes de vibrations (bloc C)

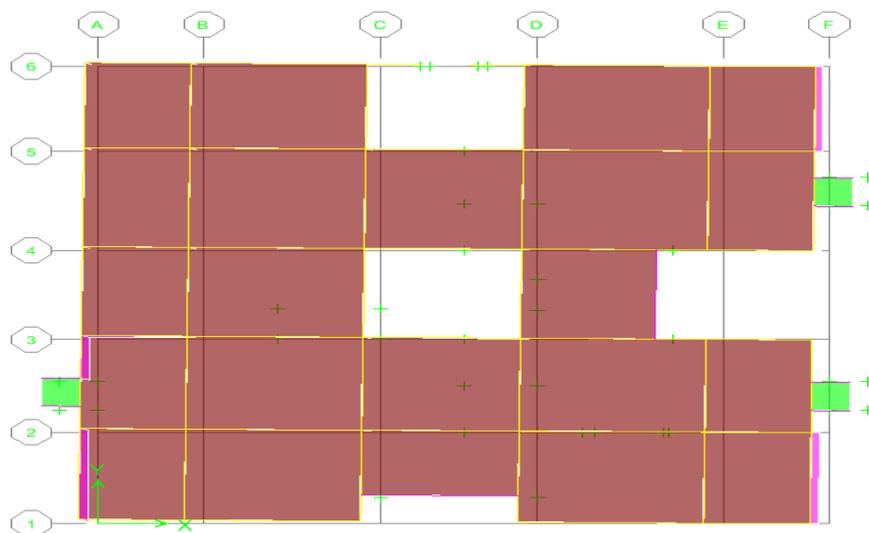


Figure IV-2: Premier mode de vibration

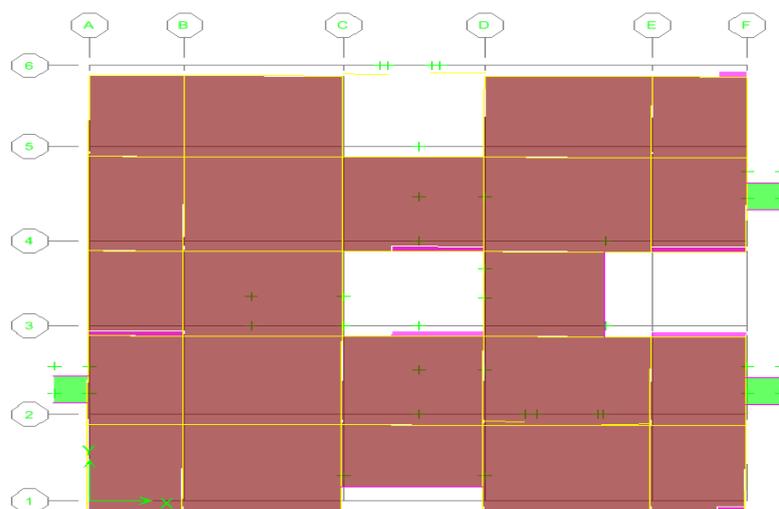


Figure IV-3: Deuxième mode de vibration

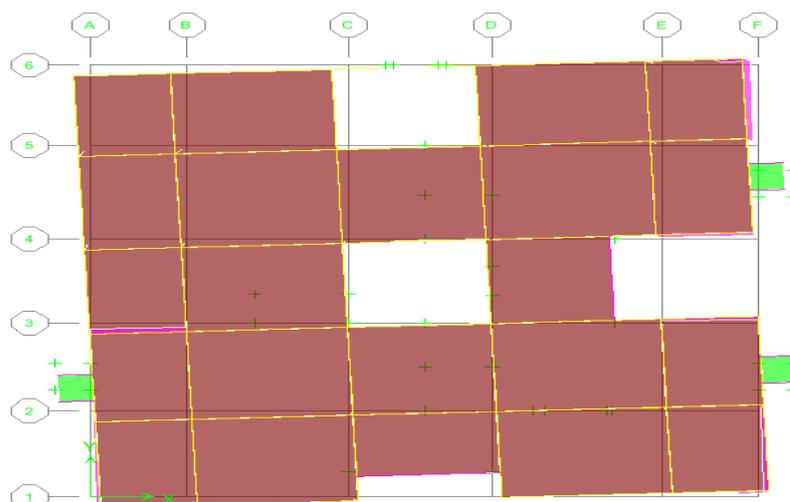


Figure IV-4: troisième mode de vibration

IV.3 Etude sismique «Bloc C»

IV.3.1 Généralité

Les tremblements de terre présentent depuis toujours un des plus graves désastres pour l'humanité. Leur apparition brusque et surtout imprévue, la violence des forces mises en jeu, l'énormité des pertes humaines et matérielles ont marqué la mémoire des générations.

Parfois, les dommages sont comparables à un budget national annuel pour un pays, surtout si ses ressources sont limitées.

Une catastrophe sismique peut engendrer une grave crise économique, ou au moins une brusque diminution du niveau de vie dans toute une région pendant une longue période.

L'une des questions qui se posent est : Comment limiter les endommagements causés aux constructions par le séisme ?

Il est donc nécessaire de construire des structures résistant aux séismes en zone sismique.

IV.3.2 Introduction

Notre structure étant implantée en zone sismique (IIa) et vu les dégâts énormes que peut engendrer un séisme, une étude sismique s'impose. Ainsi, le calcul d'un bâtiment vis à vis du séisme repose sur l'évaluation des charges susceptibles d'être engendrées dans le système structural lors du séisme. Dans le cadre de notre projet, la détermination de ces efforts est conduite par le logiciel *ETABS* en utilisant une approche dynamique basée sur le principe de la superposition modale.

IV.3.3 Justification du système de contreventement [RPA Art 4.3]

Pour un système de contreventement constitué par des voiles porteurs en béton armé :

- Les voiles reprennent plus de 20 % des sollicitations dues aux charges verticales.
- La sollicitation horizontale est reprise uniquement par les voiles.

IV.3.3.1 Sous charges horizontales

Tableau IV-3: Le pourcentage de participation des portiques et des voiles

Niv	Portiques		Voiles		Portiques (%)		Voiles (%)	
	V_x [KN]	V_y [KN]	V_x [KN]	V_y [KN]	Sens(xx)	Sens(yy)	Sens(xx)	Sens(yy)
Base	265,95	210,58	2281,27	2689,45	10,44	7,26	89,56	92,74

IV.3.3.2 Sous charges verticales

Tableau IV-4: Le pourcentage de participation des portiques et des voiles

Niv	Charge (KN)		Pourcentage (%)	
	Portiques	Voiles	Portiques	Voiles
Base	37334,65	23478,69	61,39	38,61

Commentaire

D'après les résultats on remarque que les voiles reprennent plus de 20% des sollicitations dues au charges verticales, on considère que la sollicitation horizontale est reprise uniquement par les voiles ce qui nous conduit à avoir un système de contreventement constitué par des voiles porteurs en béton arme selon le *RPA 2003*. Donc un coefficient de comportement de $R = 3,5$

IV.3.4 Choix de la méthode de calcul

Le calcul des forces sismiques peut être mené suivant trois méthodes :

- Par la méthode statique équivalente.
- Par la méthode d'analyse modale spectrale.
- Par la méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes.

Dans notre structure la méthode statique équivalente est applicable mais pour des raisons de simplicité des calculs et comme nous avons besoin de l'effort tranchant à la base donc on fait les calculs par la méthode d'analyse modale spectrale.

IV.3.5 Méthode d'analyse modale spectrale

IV.3.5.1 Principe

Rappelons que le principe de la méthode d'analyse modale spectrale est de rechercher pour chaque mode de vibration, le maximum des effets engendrés dans la structure par les forces sismiques représentées par un spectre de réponse de calcul. Ces effets sont par la suite combinés pour obtenir la réponse de la structure.

L'action sismique est simulée grâce à un spectre de réponse. Le comportement de la structure est supposé élastique, permet le calcul des modes propres.

IV.3.5.2 Spectre de réponse de calcul

Le *RPA99/2003* impose un spectre de réponse de calcul défini par la fonction suivante:

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1,25 A \left[1 + \frac{T}{T_1} \left(2,5\eta \frac{Q}{R} - 1 \right) \right] & \text{si : } 0 \leq T \leq T_1 \\ 2,5\eta (1,25 A) \frac{Q}{R} & \text{si : } T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2,5\eta (1,25 A) \frac{Q}{R} \left[\frac{T_2}{T} \right]^{2/3} & \text{si : } T_2 \leq T \leq 3,0 \text{ sec} \\ 2,5\eta (1,25 A) \frac{Q}{R} \left[\frac{T_2}{3} \right]^{2/3} \left[\frac{3}{T} \right]^{5/3} & \text{si : } T > 3,0 \text{ sec} \end{cases}$$

Avec :

-**A**: coefficient d'accélération de zone, donné par le tableau (4.1) de *RPA 99/version 2003* en fonction de la zone sismique et du groupe d'usage du bâtiment.

Dans notre cas, on est dans une Zone de type (IIa) et un Groupe d'usage 2.

Nous trouverons : $A = 0,15$

- **η** : Facteur de correction d'amortissement (quand l'amortissement est différent de 5%).

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{(2 + \xi)}}$$

Où ξ (%) est le pourcentage d'amortissement critique, fonction du matériau constitutif, du type de structure et de l'importance des remplissages.

ξ : est donnée par le tableau 4.2 du *RPA99*:

Nous avons une structure mixte (portique et voiles) avec un remplissage dense,

Donc $\xi = 8,5\%$

Alors:

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{(2 + 8,5)}} = 0,82 > 0,7$$

- **R**: coefficient de comportement de la structure donnée par le tableau 4.3 du *RPA99*,

Dans notre cas on a un système de contreventement constitué par des voiles porteurs en béton armé, donc d'après le tableau $R = 3,5$

- **T_1 ; T_2** : Périodes caractéristiques associées à la catégorie de site, elles sont données par le tableau 4.7 du *RPA99/ version 2003*

Notre structure est construite dans un site meuble (S_3)

Donc: $T_1 = 0.15 \text{ sec}$; $T_2 = 0.50 \text{ sec}$

- **Q** : est le facteur de qualité il est fonction de :

- Conditions minimales sur les files de contreventement
- La redondance en plan.
- La régularité en plan
- La régularité en élévation.
- Contrôle de la qualité des matériaux.

- Contrôle de la qualité de l'exécution.

Sa valeur est déterminée par la formule : $Q = 1 + \sum_1^6 P_q$

Avec:

P_q : Est la pénalité à retenir selon que le critère de qualité "q" est satisfait ou non (RPA tableau 4.4)

Tableau IV-5: Valeurs des pénalités (Pq)

Critère (q)	pénalités (P_q)	
	Observé	N/observé
1. Conditions minimales sur les files de contreventement	-	0,05
2. Redondance en plan	-	0,05
3. Régularité en plan	0	-
4. Régularité en élévation	0	-
5. Contrôle de la qualité des matériaux	-	0,05
6. Contrôle de la qualité de l'exécution	-	0,1

Alors:

$$P_q = 0,05 + 0,05 + 0 + 0 + 0,05 + 0,1 = 0,25$$

Donc:

$$Q = 1 + 0,25 = 1,25$$

Pour le calcul du spectre de réponse on utilise le logiciel (*Spectre 99 V 2003*)

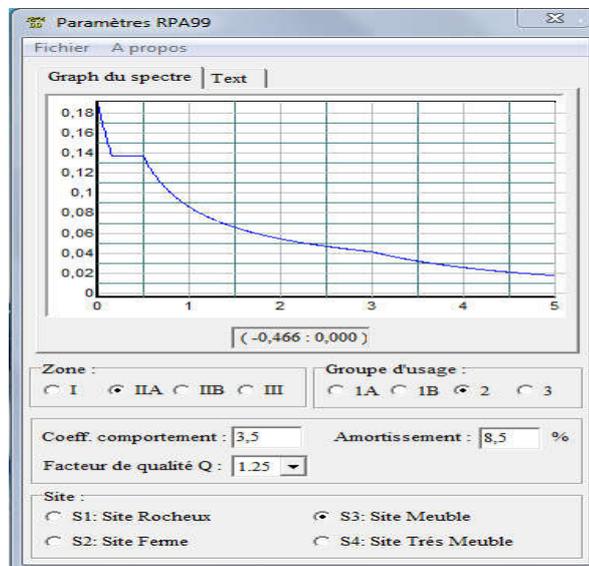


Figure IV-5 : Spectre de réponse

IV.3.5.3 Calcul de l'effort tranchant à la base

D'après le (*RPA99/V 2003*) : $V_i = \frac{S_a}{g} \times \alpha_i \times W_t$

Avec:

V_i : L'effort tranchant modal à la base.

α_i : Coefficient de participation du mode «i».

W_t : Poids total de la structure.

$$W_t = 3619,0033 \times g = 3619,0033 \times 9,81 = 35502,42\text{KN}$$

g : Accélération de la pesanteur

A. Sens longitudinal (x-x)

Tableau IV-6: Calcul de l'effort tranchant modal à la base «sens longitudinal».

Mode	Période	Cas	$\alpha_i\%$	$W_t(\text{KN})$	S_a/g	$V_i(\text{KN})$
1	0,832043	3	64,3542	35502,42	0,098	2239,04
2	0,696087	3	0,8053	35502,42	0,110	31,45
3	0,581243	3	1,9003	35502,42	0,124	83,66
4	0,198536	2	17,358	35502,42	0,137	844,26
5	0,170453	2	1,9556	35502,42	0,137	95,12
6	0,140176	1	0,3522	35502,42	0,141	17,63
7	0,121463	1	00,00	35502,42	0,147	00,00
8	0,113201	1	0,0001	35502,42	0,151	0,0054
9	0,110999	1	0,0001	35502,42	0,151	0,0054
10	0,100794	1	00,00	35502,42	0,154	00,00
11	0,098387	1	0,011	35502,42	0,154	0,60
12	0,086656	1	0,0199	35502,42	0,158	1,12
13	0,082955	1	5,8524	35502,42	0,160	332,44
14	0,073464	1	0,7999	35502,42	0,163	46,29

B. Sens transversal (y-y)

Tableau IV-7: Calcul de l'effort tranchant modal à la base «sens transversal»

Mode	Période	Cas	$\alpha_i\%$	$W_t(\text{KN})$	S_a/g	$V_i(\text{KN})$
1	0,832043	3	1,1033	35502,42	0,098	38,39
2	0,696087	3	66,905	35502,42	0,110	2612,82
3	0,581243	3	0,6367	35502,42	0,124	28,03
4	0,198536	2	1,168	35502,42	0,137	56,81
5	0,170453	2	15,7049	35502,42	0,137	763,86
6	0,140176	1	2,4076	35502,42	0,141	120,52
7	0,121463	1	0,2166	35502,42	0,147	11,30
8	0,113201	1	0,0959	35502,42	0,151	5,14
9	0,110999	1	0,0237	35502,42	0,151	1,27
10	0,100794	1	0,0281	35502,42	0,154	1,54
11	0,098387	1	0,1544	35502,42	0,154	8,44
12	0,086656	1	0,4624	35502,42	0,158	25,94
13	0,082955	1	0,4954	35502,42	0,160	28,14
14	0,073464	1	3,7143	35502,42	0,163	214,94

IV.3.5.4 Combinaisons des réponses modales [RPA Art 4.3.5]

1- Les réponses de deux modes de vibration « i » et « j » de périodes T_i, T_j et d'amortissement ξ_i, ξ_j sont considérées comme indépendantes si le rapport

$$r = \frac{T_i}{T_j} \text{ Avec: } T_i \leq T_j$$

$$r \leq \frac{10}{10 + \sqrt{\xi_i \xi_j}} \text{ Avec : } \xi_i = \xi_j = 8,5\%$$

2- Dans le cas où toutes les réponses modales retenues sont indépendantes les unes des autres, la réponse totale est donnée par:

$$E = \sqrt{\sum_{i=1}^k E_i^2}$$

Avec:

- E : Effet de l'action sismique considéré
- E_i : Valeur modale de E selon la mode « i ».
- k : Nombre de modes retenues.

3- Dans le cas où deux réponses modales ne sont pas indépendantes, la réponse totale est donnée par :

$$E = \sqrt{(|E_1| + |E_2|)^2 + \sum_{i=3}^k E_i^2}$$

Les résultats sont représentés dans le tableau suivant:

Tableau IV-8: Combinaisons des réponses modales

Mode	Période	r	$10/(10 + \sqrt{\xi_i \xi_j})$	Vérification
1	0,832043	0,837	0,541	No indépendant
2	0,696087	0,835	0,541	//
3	0,581243	0,342	0,541	//
4	0,198536	0,859	0,541	//
5	0,170453	0,822	0,541	//
6	0,140176	0,867	0,541	//
7	0,121463	0,932	0,541	//
8	0,113201	0,981	0,541	//
9	0,110999	0,908	0,541	//
10	0,100794	0,976	0,541	//
11	0,098387	0,881	0,541	//
12	0,086656	0,957	0,541	//
13	0,082955	0,886	0,541	//
14	0,073464	0,986	0,541	//
15	0,07241	-	-	-

Commentaire

Toutes les réponses modales retenues ne sont indépendantes, donc la réponse totale est donnée par :

$$E = \sqrt{(|E_1| + |E_2|)^2 + \sum_{i=3}^k E_i^2}$$

$$E_x = \sqrt{(|2239,40| + |31,45|)^2 + \sum_{i=3}^{14} [83,66^2 + 844,26^2 + 95,12^2 + \dots + 46,29^2]}$$

$$E_x = 2448,86\text{KN}$$

$$E_y = \sqrt{(|38,39| + |2612,82|)^2 + \sum_{i=3}^{14} [28,03^2 + 56,81^2 + 763,86^2 + \dots + 214,49^2]}$$

$$E_y = 2866,89\text{KN}$$

IV.3.6 Calcul de force sismique total par la méthode statique équivalent

D'après *RPA99/version 2003*, la force sismique totale V qui s'applique à la base de la structure, doit être calculé successivement dans deux directions horizontales et orthogonales selon la formule :

$$V = \frac{A.D.Q}{R} W \dots [\text{RPA Art 4.2.3}]$$

- D : est un facteur d'amplification dynamique moyen qui est fonction de la catégorie de site, du facteur d'amortissement (η) et de la période fondamentale de la structure « T ».

$$D = \begin{cases} 2,5\eta \dots \dots \dots 0 \leq T \leq T_2 \\ 2,5\eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{2/3} \dots \dots \dots T_2 \leq T \leq 3,0 \text{ sec} \\ 2,5\eta \left(\frac{T_2}{3}\right)^{2/3} \left(\frac{3}{T}\right)^{5/3} \dots \dots \dots T > 3,0 \text{ sec} \end{cases}$$

Dans le cas où la structure est contreventée par des voiles en béton armé en plus de la formule (4-6 *RPA 2003*), on peut également utiliser aussi la formule 4-7 *RPA 2003*

$$T = \frac{0,09h_N}{\sqrt{D}}$$

$h_N = 31,28\text{m}$: hauteur mesurée en mètre a partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau (N)

D : est la dimension du bâtiment mesurée à sa base dans la direction de calcul considérée.

a)- sans longitudinale : $D_x = 22,8\text{m}$

b)- sens transversale : $D_x = 22,8\text{m}$

Donc:

$$T_x = \frac{0,09h_N}{\sqrt{D_x}} = \frac{0,09 \times 31,28}{\sqrt{22,8}} = 0,590 \text{ sec}$$

$$T_y = \frac{0,09h_N}{\sqrt{D_y}} = \frac{0,09 \times 31,28}{\sqrt{22,6}} = 0,592 \text{ sec}$$

D'après *RPA99/version 2003*, il y a lieu de retenir dans chaque direction considérée la plus petite des deux valeurs données respectivement par (4.6) et (4.7).

Alors:

$$T_x = \min (T_X ; T) = \min (0,590 ; 0,66) = 0,590 \text{ sec}$$

$$T_y = \min (T_Y ; T) = \min (0,592 ; 0,66) = 0,592 \text{ sec}$$

Calcul de facteur d'amplification dynamique moyen:

On à : $T_1 = 0.15 \text{ sec}$; $T_2 = 0.50 \text{ sec}$

Donc:

$$T_2 = 0.50\text{sec} < T_x = 0,590\text{sec} < 3,0\text{sec}$$

$$D_x = 2,5\eta\left(\frac{T_2}{T_x}\right)^{2/3} = 2,5 \times 0,82 \left(\frac{0,50}{0,590}\right)^{2/3} = 1,84$$

$$T_2 = 0.50\text{sec} < T_y = 0,592\text{sec} < 3,0\text{sec}$$

$$D_y = 2,5\eta\left(\frac{T_2}{T_y}\right)^{2/3} = 2,5 \times 0,82 \left(\frac{0,50}{0,592}\right)^{2/3} = 1,83$$

- **W**: poids total de la structure.

$$W = \sum_{i=1}^n W_i$$

$$W_i = W_{G_i} + \beta W_{Q_i} \dots\dots\dots \text{(Formule 4-5 RPA2003)}$$

Avec :

- W_{G_i} : Poids du aux charges permanents.
- W_{Q_i} : Poids du aux Charge d'exploitation.
- $\beta = 0,20$: Coefficient de pondération, fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation et donné par le tableau (4.5 du RPA99 version 2003).

Le poids totale calculée par ETAPS: $W_t = 35502,42\text{KN}$

Conclusion

paramétré	A	η	Q	R	D_x	D_y	W_t [KN]	V_x [KN]	V_y [KN]
Valeurs	0,15	0,82	1,25	3,5	1,84	1,83	35502,42	3499,52	3480,51

IV.3.7 Vérification de la résultante des forces sismiques de calcul [RPA Art 4.3.6]

La résultante V_t des forces obtenues à la base par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80% de la résultante des forces sismiques déterminés par la méthode statique équivalente V.

Ceci nous donne :

Tableau IV-9: Vérification de la résultante des forces sismiques à la base

	V_t [KN]	V [KN]	V_t/V	observation
Sens longitudinal (x-x)	2448,86	3499,52	0,70	No vérifié
Sens transversal (y-y)	2866,89	3480,51	0,82	vérifier

Conclusion

Pour le sens longitudinal (x-x) on à:

$$\frac{V_t}{V} = \frac{2448,86}{3499,52} = 0,70 < 0,8$$

il faudra augmenter tous les paramètres de la réponse (forces, déplacements, moments,...) dans le rapport 0,8 V/V_t ; ($\frac{0,8V}{V_t} = 1,14$).

IV.3.8 Distribution de la résultante des forces sismiques selon la hauteur

La résultante des forces sismiques à la base V doit être distribuée sur la hauteur de la structure selon les formules suivantes:

$$V = F_t + \sum F_i \dots \dots \dots [RPA Art 4.2.5]$$

Avec:

$$F_t = \begin{cases} 0,07TV & Si \ T > 0,7Sec \\ 0 & Si \ T \leq 0,7Sec \end{cases}$$

Où «T» est la période fondamentale de la structure.

Le RPA 99/2003 exige que la valeur de F_t ne dépassera en aucun cas 0,25V

La force sismique équivalente qui se développe au niveau i est donnée par l'expression :

$$F_i = \frac{(V - F_t)W_i h_i}{\sum_{j=1}^n W_j h_j}$$

- F_i : Effort horizontal revenant au niveau «i».
- h_i : Niveau de plancher où s'exerce la force F_i
- Dans notre cas T = 0,66 < 0.7 Sec donc $F_t = 0$

Les résultats des forces sismiques qui se développent dans les différents niveaux sont résumés dans les tableaux suivants:

A. Sens (x - x)

$$V_x = 2448,86 \text{ KN}$$

Tableau IV-10: La distribution de la résultante de la force sismique selon la hauteur sens (x-x)

Niveau	W _i [KN]	h _i [m]	V [KN]	V * W _i * h _i	∑ W _i * h _i	F _i [KN]
RDC	5260,38393	4,76	2448,86	61318052,4	617039,396	99,374615
1	5035,80262	8,84	2448,86	109014664	617039,396	176,67375
2	4565,93501	12,92	2448,86	144462856	617039,396	234,122581
3	3478,02465	15,98	2448,86	136104783	617039,396	220,577136
4	3433,58142	19,04	2448,86	160095178	617039,396	259,45698
5	3395,81489	22,1	2448,86	183780843	617039,396	297,842965
6	3357,30279	25,16	2448,86	206854563	617039,396	335,237206
7	3325,46738	28,22	2448,86	229812506	617039,396	372,443814
8	3650,10971	31,28	2448,86	279599648	617039,396	453,13095

B. Sens (y – y)

$$V_y = 2866,89 \text{ KN}$$

Tableau IV-11: La distribution de la résultante de la force sismique selon la hauteur sens (y-y)

niveau	W_i [KN]	h_i [m]	V [KN]	$V * W_i * h_i$	$\sum W_i * h_i$	F_i [KN]
RDC	5260,38393	4,76	2866,89	71785284,3	617039,396	116,338251
1	5035,80262	8,84	2866,89	127623895	617039,396	206,832653
2	4565,93501	12,92	2866,89	169123232	617039,396	274,088224
3	3478,02465	15,98	2866,89	159338403	617039,396	258,230518
4	3433,58142	19,04	2866,89	187424053	617039,396	303,747304
5	3395,81489	22,1	2866,89	215152953	617039,396	348,685926
6	3357,30279	25,16	2866,89	242165448	617039,396	392,463511
7	3325,46738	28,22	2866,89	269042402	617039,396	436,021434
8	3650,10971	31,28	2866,89	327328403	617039,396	530,482178

IV.3.9 Vérification des déplacements latéraux inter-étage

Le *RPA99/2003* exige de vérifier que les déplacements entre niveaux ne doivent pas dépasser 1% de la hauteur d'étage.

Le déplacement horizontal à chaque niveau " k " de la structure est calculé comme suit:

$$\delta_k = R \delta_{ek} \dots \dots \dots \text{ [RPA Art 4.19]}$$

δ_{ek} : Déplacement horizontal dû aux forces sismiques F_i (y compris l'effet de torsion).

R : Coefficient de comportement.

Le déplacement relatif au niveau " k " par rapport au niveau " k-1" est égal à:

$$\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1} \dots \dots \text{ [RPA Art 4.20]}$$

Les résultats des déplacements inter-étage sont présentés dans le tableau suivant:

Tableau IV-12: Vérification des déplacements inter-étage

Niv	δ_k [cm]		R	$R \times \delta_k$ [cm]		Δ_k [cm]		h_k [cm]	1% h_k [cm]
	δ_x	δ_y		$R * \delta_x * 1,14$	$R * \delta_y$	Δ_x	Δ_y		
8	2,36	1,89	3,5	11,647	6,615	1,283	0,770	306	3,06
7	2,10	1,67	3,5	10,364	5,845	1,481	0,805	306	3,06
6	1,80	1,44	3,5	8,883	5,040	1,48	0,805	306	3,06
5	1,50	1,21	3,5	7,403	4,235	1,481	0,805	306	3,06
4	1,20	0,98	3,5	5,922	3,430	1,431	0,805	306	3,06
3	0,91	0,75	3,5	4,491	2,625	1,431	0,735	306	3,06
2	0,62	0,54	3,5	3,060	1,890	1,431	0,875	408	4,08
1	0,33	0,29	3,5	1,629	1,015	1,086	0,665	408	4,08
RDC	0,11	0,1	3,5	0,543	0,350	0,543	0,350	476	4,76

Commentaire

Les résultats obtenus montrent que les déplacements relatifs inter-étages sont inférieurs à 1% de la hauteur d'étage ; $\Delta_k < 1\%h_k$

IV.3.10 Vérification de l'effet (P-Δ)

L'effet P-Δ représente l'augmentation des déplacements horizontaux dû à l'application simultanée de charges verticales et d'une petite charge horizontale.

Le RPA99/2003 estime que les effets de seconde ordre peuvent être négligés si la condition suivantes est vérifiée:

$$\theta = \frac{P_k \Delta_k}{V_k h_k} \leq 0,10 \dots \dots \dots \text{ [RPA Art 5.9.RPA]}$$

Avec:

P_k : Poids total de la structure et des charges d'exploitation situés au dessus du niveau «k».

V_k : Effort tranchant d'étage au niveau " k ".

Δ_k : Déplacement relatif de niveau " k " par rapport au niveau " k-1 "

h_k : Hauteur d'étage.

- Si $0,10 < \theta_k \leq 0,20$; les effets P-Δ peuvent être pris en compte de manière approximative en amplifiant les effets de l'action sismique calculés au moyen d'une analyse élastique du 1^o ordre par le facteur : $1 / (1 - \theta_k)$
- Si $\theta_k > 0,20$; la structure est potentiellement instable et doit être redimensionnée.

Tableau IV-13: Vérification de l'effet P-Δ

Niv	h_k [cm]	P_k [KN]	V_x [KN]	V_y [KN]	Δ_x [cm]	Δ_y [cm]	θ_x	θ_y
8	306	3650,11	453,13	530,48	1,283	0,77	0,0338	0,0173
7	306	3325,47	825,57	966,5	1,481	0,805	0,0195	0,0091
6	306	3357,30	1160,81	1358,96	1,48	0,805	0,0140	0,0065
5	306	3395,81	1458,65	1707,65	1,481	0,805	0,0113	0,0052
4	306	3433,58	1718,12	2011,4	1,431	0,805	0,0093	0,0045
3	306	3478,02	1938,7	2269,63	1,431	0,735	0,0084	0,0037
2	408	4565,94	2172,82	2543,72	1,431	0,875	0,0074	0,0038
1	408	5035,80	2349,49	2750,55	1,086	0,665	0,0057	0,0030
RDC	476	5260,38	2448,86	2866,89	0,543	0,35	0,0025	0,0013

Commentaire

La condition $\theta < 0,10$ est vérifiée.

Donc l'effet P-Δ peut être négligé pour le cas de notre structure.

IV.3.11 Justification vis à vis de l'équilibre d'ensemble

IV.3.11.1 Vérification au renversement [RPA Art.5.5]

Le moment de renversement qui peut être causé par l'action sismique doit être calculé par rapport au niveau de contact du sol fondation.

Le moment de stabilisation sera calculé en prenant en compte le poids total équivalent au poids de la construction ($M_s \geq M_r$)

avec:

M_s : Moment stabilisant.

M_r : Moment de renversement.

Cette condition d'équilibre se réfère à la stabilité d'ensemble du bâtiment ou de l'ouvrage, soumis à des effets de renversement et/ou de glissement.

$$M_r = M_{F_i/0} = \sum_{i=1}^n F_i d_i$$

$$M_s = M_{W/0} = W \times b$$

b: la distance au centre de gravité selon la direction xx et yy (X_G, Y_G)

Il faut vérifier que :

$$\frac{M_s}{M_r} \geq 1,5$$

A. Sens xx

Tableau IV-14: Calcul le moment de renversement sens x-x.

Niv	d_i [m]	F_{x_i} [KN]	$F_{x_i} * d_i$ [KN.m]
RDC	4,76	99,37	473,00
1	8,84	176,67	1561,76
2	12,92	234,12	3024,83
3	15,98	220,58	3524,87
4	19,04	259,46	4940,12
5	22,1	297,84	6582,26
6	25,16	335,24	8434,64
7	28,22	372,44	10510,26
8	31,28	453,13	14173,91
			$\Sigma = 53225,65$

B. Sens yy

Tableau IV-15: Calcul le moment de renversement sens y-y.

Niv	d_i [m]	F_{x_i} [KN]	$F_{x_i} * d_i$ [KN.m]
RDC	4,76	116,34	553,77
1	8,84	206,83	1828,40
2	12,92	274,09	3541,22
3	15,98	258,23	4126,52
4	19,04	303,75	5783,35
5	22,1	348,69	7705,96
6	25,16	392,46	9874,38
7	28,22	436,02	12304,52
8	31,28	530,48	16593,48
			$\Sigma = 62311,61$

IV.3.11.2 Calcul de centre de gravité de la structure

Tableau IV-16: Centre de gravité de la structure

Niveau	X_i [m]	Y_i [m]	M_i [t]	$M_i * X_i$	$M_i * Y_i$	X_G [m]	Y_G [m]
RDC	11,74	10,99	536,23	6295,34	5893,17	12,63	10,14
1	11,73	11,02	513,33	6021,36	5656,90		
2	11,65	10,82	465,44	5422,38	5036,06		
3	13,31	9,47	354,54	4718,93	3357,49		
4	13,32	9,46	350,01	4662,13	3311,09		
5	13,32	9,46	346,16	4610,85	3274,67		
6	13,33	9,45	342,23	4561,93	3234,07		
7	13,33	9,44	338,99	4518,74	3200,07		
8	13,12	9,99	372,08	4881,69	3717,08		
Σ	-	-	3619,01	45693,35	36680,60		

$$b_x = L_x - X_G = 22,8 - 12,63 = 10,17\text{m}$$

$$b_y = L_y - Y_G = 22,6 - 10,14 = 12,46\text{m}$$

b_x , b_y : les points les plus éloigné par rapport au centre de gravité pour les deux directions.

Tableau IV-17: Vérification au renversement.

	W [KN]	b [m]	M_s [KN.m]	M_r [KN.m]	M_s/M_r
Sens longitudinal	35502,42	10,17	361059,61	53225,65	6,78
Sens transversal	35502,42	12,46	442360,15	62311,61	7,10

L'ouvrage est donc stable au renversement ($M_s > 1,5M_r$).

IV.3.12 Vérification de l'effort normal réduit

dans le but d'éviter ou limiter le risque de rupture fragile sous sollicitations d'ensemble dues au séisme, l'effort normal de compression de calcul est limité par la condition suivante:

$$v = \frac{N_d}{B_c f_{cj}} \leq 0,30 \dots \dots \dots [\text{RPA Art7.4.3.1}]$$

Où

N_d : désigne l'effort normal de calcul s'exerçant sur une section de béton ;

B_c : est l'aire (section brute) de cette dernière

f_{cj} : est la résistance caractéristique du béton

Tableau IV-18: Vérification des poteaux à l'effet de l'effort normal réduit.

Niveau	Poteau	Section [cm ²]	B_c [m ²]	f_{cj} [KN/m ²]	N_d [KN]	v	Remarque
RDC	C20-1	(50×50)	0,250	25000	2707,37	0,433	C.N.V
1	C20-3	(45×45)	0,203	25000	2312,68	0,457	C.N.V
2	C14	(45×45)	0,203	25000	1993,31	0,394	C.N.V
3	C14	(40×40)	0,160	25000	1674,33	0,419	C.N.V
4	C14	(40×40)	0,160	25000	1387,76	0,347	C.N.V
5	C14	(35×35)	0,123	25000	1105,13	0,361	C.N.V
6	C14	(35×35)	0,123	25000	831,61	0,272	C.V
7	C14	(30×30)	0,090	25000	560,33	0,249	C.V
8	C23	(30×30)	0,090	25000	301,18	0,134	C.V

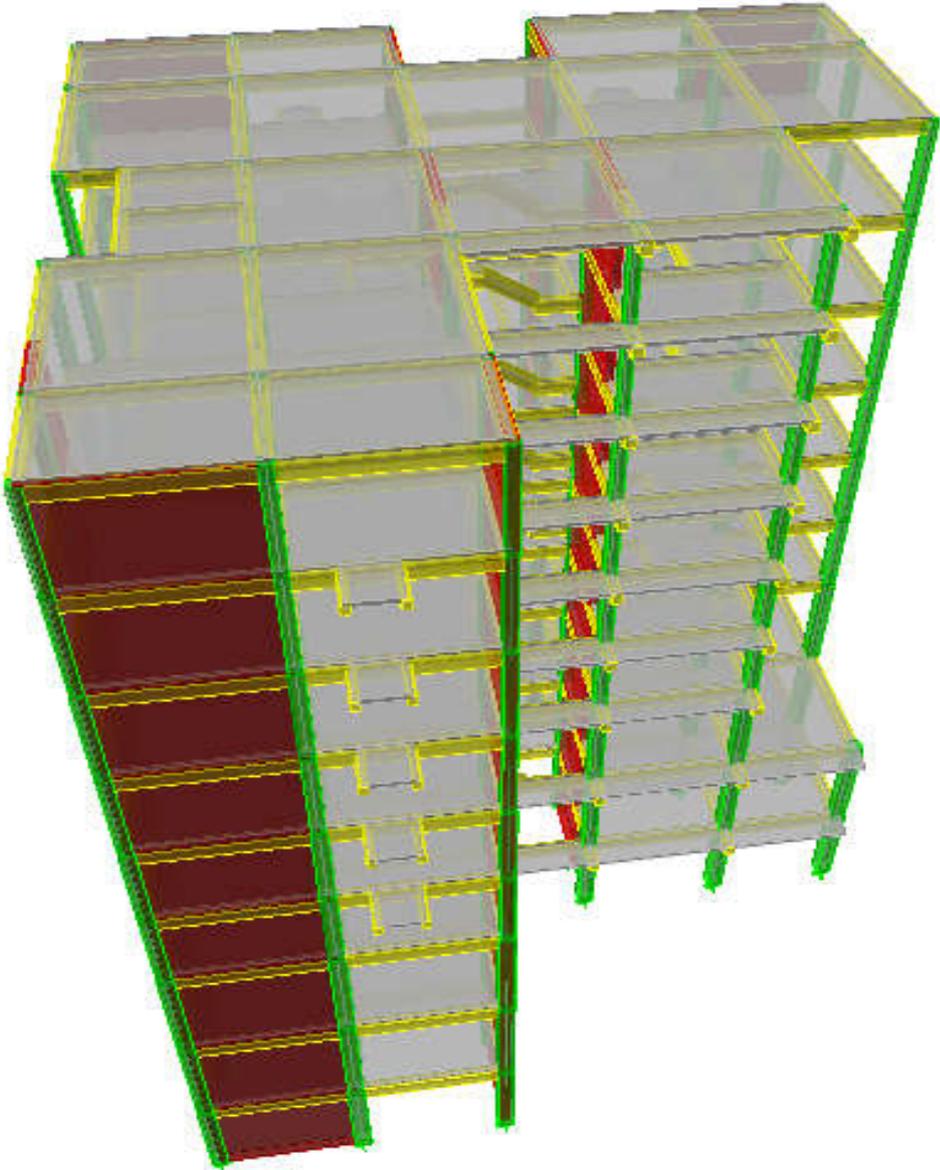
Commentaire

Il y a un risque de rupture fragile sous sollicitations d'ensemble dues au séisme, donc il faut redimensionner la section des poteaux comme représente le tableau suivant:

Vérification

Tableau IV-19: Vérification des poteaux à l'effet de l'effort normal réduit.

Niveau	Poteau	Section [cm ²]	B_c [m ²]	f_{cj} [KN/m ²]	N_d [KN]	v	Remarque
RDC	C20-1	(65×65)	0,423	25000	2707,37	0,256	C.V
1	C20-3	(60×60)	0,360	25000	2312,68	0,257	C.V
2	C14	(55×55)	0,303	25000	1993,31	0,264	C.V
3	C14	(55×55)	0,303	25000	1674,33	0,221	C.V
4	C14	(50×50)	0,250	25000	1387,76	0,222	C.V
5	C14	(50×50)	0,250	25000	1105,13	0,177	C.V
6	C14	(45×45)	0,203	25000	831,61	0,164	C.V
7	C14	(45×45)	0,203	25000	560,33	0,111	C.V
8	C23	(40×40)	0,160	25000	301,18	0,075	C.V



Vue en 3D avec ETABS «bloc D»

IV.4 Etude dynamique «Bloc D»

IV.4.1 Excentricité accidentelle

- ❖ Sens X : $e_{acc(x)} = 0,05 L_x = 0,05(22,6) = 1,13m$
- ❖ Sens Y : $e_{acc(y)} = 0,05 L_y = 0,05(22,8) = 1,14m$

IV.4.2 Calcul de la période fondamentale

$$T = C_t h_N^{3/4} = T = 0,05 \times (30,26)^{3/4} = 0,645sec$$

IV.4.3 Disposition des voiles

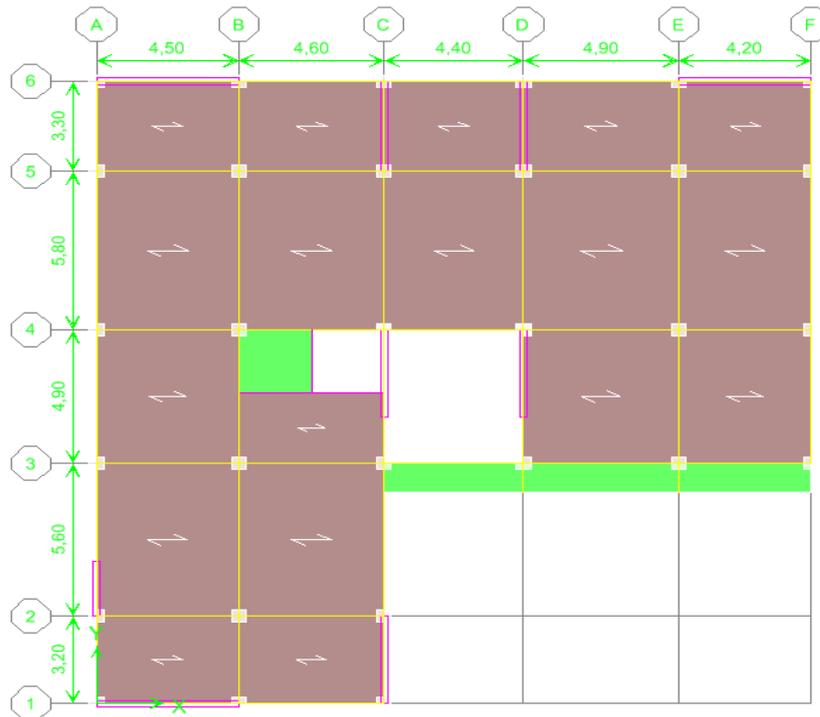


Figure IV-6: Schéma d'emplacement des voiles

IV.4.4 Caractéristiques massiques (bloc D)

Tableau IV-20: Caractéristiques massiques

Niveau	La masse [Tonne]	X_{CM} [m]	Y_{CM} [m]	X_{CR} [m]	Y_{CR} [m]	e_x [m]	e_y [m]
RDC	444,620	9,888	13,426	9,968	14,834	-0,08	-1,408
1	442,689	9,847	13,439	10,104	14,701	-0,257	-1,262
2	390,831	9,448	13,591	10,011	14,582	-0,563	-0,991
3	358,513	9,389	13,337	9,921	14,501	-0,532	-1,164
4	354,275	9,387	13,336	9,827	14,424	-0,44	-1,088
5	350,710	9,385	13,335	9,738	14,36	-0,353	-1,025
6	349,516	9,397	13,389	9,657	14,31	-0,26	-0,921
7	346,547	9,396	13,389	9,588	14,275	-0,192	-0,886
8	366,192	9,517	13,266	9,537	14,25	-0,02	-0,984
Somme	3403,893						

IV.4.5 Caractéristique dynamique

Tableau IV-21: caracteristique dynamique.

Mode	Période	UX	UY	SumUX	SumUY	RZ	SumRZ
1	0,80907	0,0104	68,3585	0,0104	68,3585	0,1053	0,1053
2	0,759906	63,4611	0,0024	63,4715	68,3609	5,0676	5,1729
3	0,643502	4,9189	0,0534	68,3904	68,4144	62,488	67,6609
4	0,186589	0,0664	16,8679	68,4568	85,2823	0,1321	67,793
5	0,173282	16,0295	0,1636	84,4863	85,4458	1,6149	69,4079
6	0,1435	1,8138	0,1458	86,3001	85,5916	16,5286	85,9366
7	0,076953	0,0679	6,3138	86,3679	91,9054	0,0527	85,9892
8	0,072715	6,2049	0,1115	92,5728	92,0169	0,7454	86,7347

$T_{dyn} = 0,810 \text{ sec} < 1,3 (0,645) = 0,839 \text{ sec} \Rightarrow$ condition vérifiée.

- **Le premier mode:** C'est un mode de translation selon (y-y) avec un coefficient de participation modale égale à 68,36%
- **le deuxième mode:** C'est un mode de translation selon (x-x) avec un coefficient de participation modale égale à 63,46%.
- **Le troisième mode:** C'est un mode de torsion de période selon (z-z) avec un coefficient de participation modale égale à 67,66%

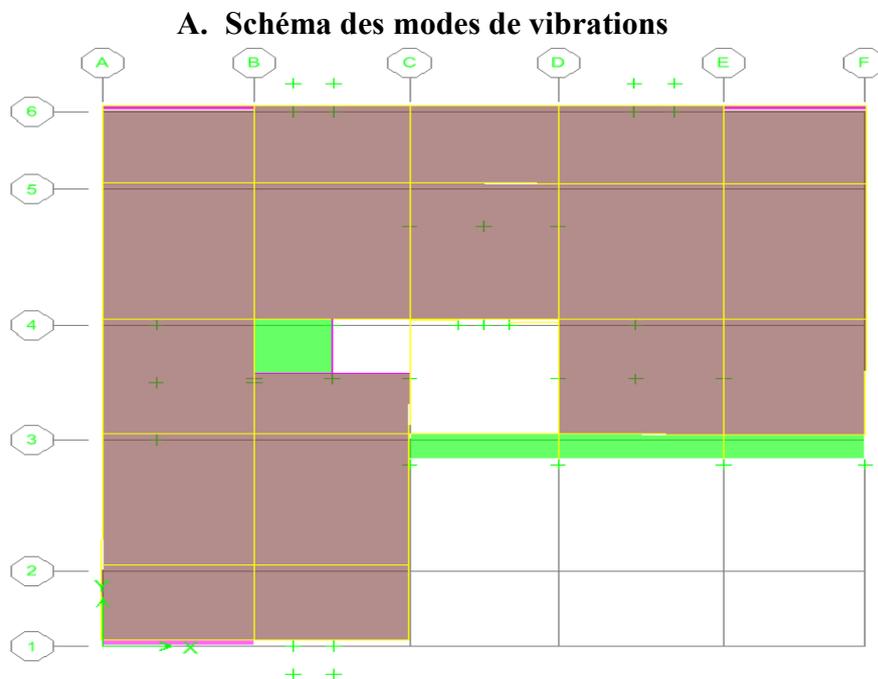


Figure IV-7: Premier mode de vibration

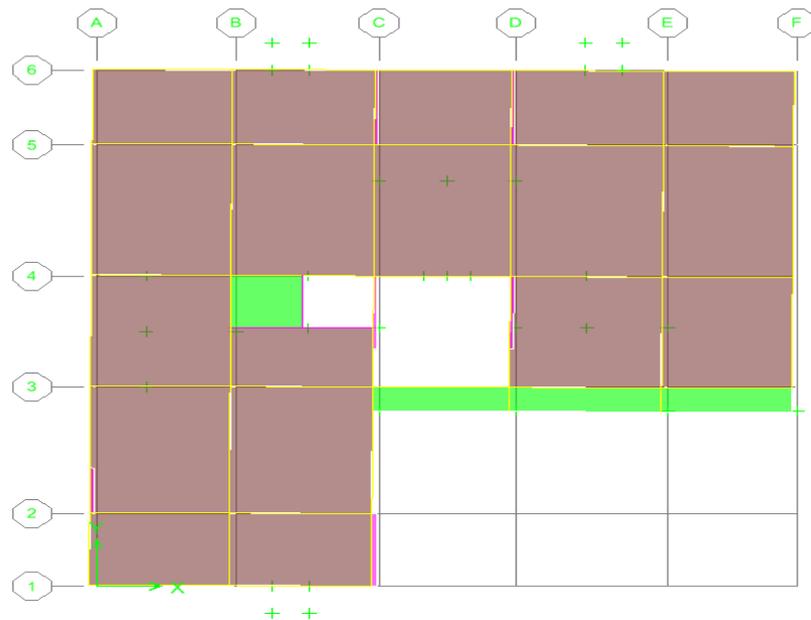


Figure IV-8: Deuxième mode de vibration

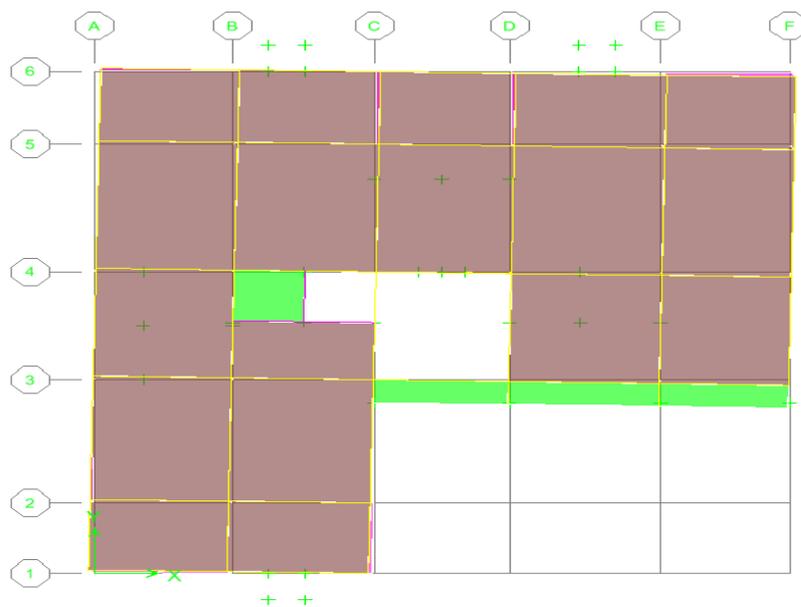


Figure IV-9: Troisième Mode De Vibration

IV.5 Etude sismique «Bloc D»

IV.5.1 Justification du système de contreventement

IV.5.1.1 Sous charges horizontales

Tableau IV-22: Le pourcentage de participation des portiques et des voiles

Niv	Portiques		Voiles		Portiques (%)		Voiles (%)	
	V_x [KN]	V_y [KN]	V_x [KN]	V_y [KN]	Sens(xx)	Sens(yy)	Sens(xx)	Sens(yy)
Base	249,15	242,96	2274,39	2357,78	9,87	9,34	90,13	90,66

IV.5.1.2 Sous charges verticales

Tableau IV-23: Le pourcentage de participation des portiques et des voiles

Niveau	Charge (KN)		Pourcentage (%)	
	Portiques	Voiles	Portiques	Voiles
Base	32480,56	21955,54	59,67	40,33

IV.5.2 Spectre de réponse

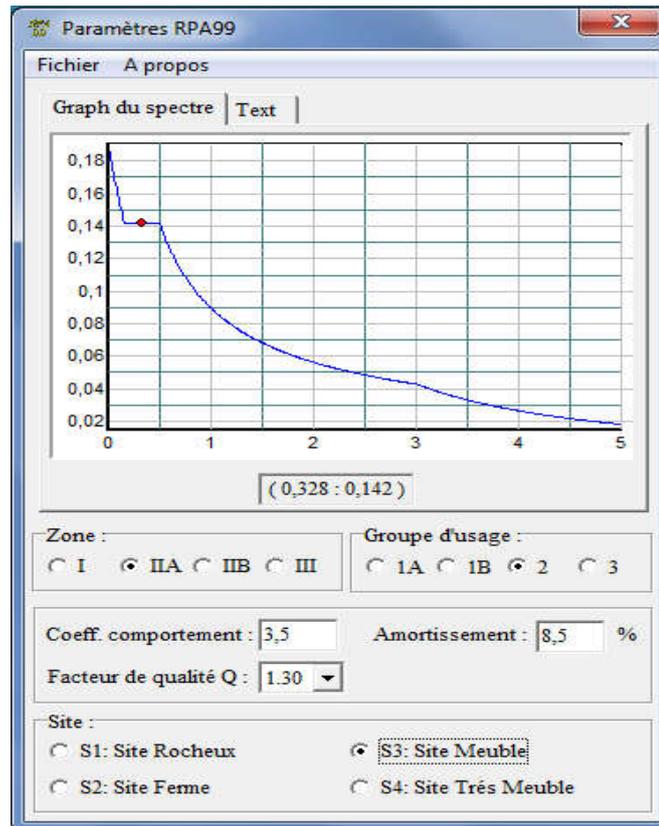


Figure IV-10: Sepectre de réponse

IV.5.3 Calcul de l'effort tranchant à la base

Paramètres de calcul:

$$A = 0,15$$

$$\eta = 0,82$$

$$R = 3,5$$

$$T_1 = 0,15 \text{sec}$$

$$T_2 = 0,50 \text{sec}$$

$$Q = 1,30$$

$$W_t = 3403,893 \times g = 3403,893 \times 9,81 = 33392,19 \text{KN}$$

A. Sens longitudinal (x-x)

Tableau IV-24: Calcul de l'effort tranchant modal à la base sens longitudinal.

Mode	Période	Cas	α_i %	W_t (KN)	S_a/g	V_i (KN)
1	0,80907	3	0,0104	33392,19	0,104	0,361
2	0,759906	3	63,4611	33392,19	0,108	2288,634
3	0,643502	3	4,9189	33392,19	0,121	198,746
4	0,186589	2	0,0664	33392,19	0,143	3,171
5	0,173282	2	16,0295	33392,19	0,143	765,422
6	0,1435	1	1,8138	33392,19	0,146	88,427
7	0,076953	1	0,0679	33392,19	0,165	3,741
8	0,072715	1	6,2049	33392,19	0,166	343,944

B. Sens transversal (y-y)

Tableau IV-25: Calcul de l'effort tranchant modal à la base sens transversal

Mode	Période	Cas	α_i %	W_t (KN)	S_a/g	V_i (KN)
1	0,80907	3	68,3585	33392,19	0,104	2373,946
2	0,759906	3	0,0024	33392,19	0,108	0,087
3	0,643502	3	0,0534	33392,19	0,121	2,158
4	0,186589	2	16,8679	33392,19	0,143	805,456
5	0,173282	2	0,1636	33392,19	0,143	7,812
6	0,1435	1	0,1458	33392,19	0,146	7,108
7	0,076953	1	6,3138	33392,19	0,165	347,872
8	0,072715	1	0,1115	33392,19	0,166	6,181

IV.5.4 Combinaisons des réponses modales

Tableau IV-26: Combinaisons des réponses modales

Mode	Période	r	$10/(10 + \sqrt{\xi_i \xi_j})$	Vérification
1	0,80907	0,939	0,541	No indépendant
2	0,759906	0,847	0,541	//
3	0,643502	0,290	0,541	//
4	0,186589	0,929	0,541	//
5	0,173282	0,828	0,541	//
6	0,1435	0,536	0,541	//
7	0,076953	0,945	0,541	//
8	0,072715	0,842	0,541	//
9	0,061237	-	-	-

Commentaire

Toutes les réponses modales retenues ne sont indépendantes, donc la réponse totale est donnée par :

$$E = \sqrt{(|E_1| + |E_2|)^2 + \sum_{i=3}^k E_i^2}$$

$$E_x = \sqrt{(|0,36| + |2288,63|)^2 + \sum_{i=3}^8 [198,75^2 + 3,17^2 + 765,42^2 + \dots + 343,94^2]}$$

$$E_x = 2447,66\text{KN}$$

$$E_y = \sqrt{(|2373,95| + |0,09|)^2 + \sum_{i=3}^8 [2,16^2 + 805,46^2 + 7,81^2 + \dots + 6,18^2]}$$

$$E_y = 2531,00\text{KN}$$

IV.5.5 Calcul de force sismique total par la méthode statique équivalent

$$V = \frac{A.D.Q}{R} W$$

Paramètres de calcul

A	η	R	Q	T_2 [sec]	w [KN]	D_x [m]	D_y [m]
0,15	0,82	3,5	1,30	0,50	33392,19	22,8	22,6

$D_x ; D_y$: dimensions du bâtiment mesurée à sa base dans la direction de calcul considérée.

➤ **Calcul de la période fondamentale de la structure pour les deux sens**

$$T_x = \min(T_x ; T) \quad \text{Avec:} \quad \begin{cases} T = C_t h_N^{3/4} = T = 0,05 \times (30,26)^{3/4} = 0,645\text{sec} \\ T_x = \frac{0,09 h_N}{\sqrt{D_x}} = \frac{0,09 \times 30,26}{\sqrt{22,6}} = 0,573 \text{ sec} \\ T_y = \frac{0,09 h_N}{\sqrt{D_y}} = \frac{0,09 \times 30,26}{\sqrt{22,8}} = 0,570 \text{ sec} \end{cases}$$

Donc:

$$T_x = \min(0,573 ; 0,645) = 0,573 \text{ sec}$$

$$T_y = \min(0,570 ; 0,645) = 0,570 \text{ sec}$$

➤ **Calcul le facteur d'amplification dynamique moyen**

$$T_2 = 0.50\text{sec} < T_x = 0,573\text{sec} < 3,0\text{sec}$$

$$D_x = 2,5\eta \left(\frac{T_2}{T_x}\right)^{2/3} = 2,5 \times 0,82 \left(\frac{0,50}{0,573}\right)^{2/3} = 1,87$$

$$T_2 = 0.50\text{sec} < T_y = 0,570\text{sec} < 3,0\text{sec}$$

$$D_y = 2,5\eta \left(\frac{T_2}{T_y}\right)^{2/3} = 2,5 \times 0,82 \left(\frac{0,50}{0,570}\right)^{2/3} = 1,88$$

Alors:

$$V_x = \frac{A.D_x.Q}{R} W = \frac{0,15 \times 1,87 \times 1,30}{3,5} \times 33392,19 = 3478,99\text{KN}$$

$$V_y = \frac{A.D_y.Q}{R} W = \frac{0,15 \times 1,88 \times 1,30}{3,5} \times 33392,19 = 3497,59\text{KN}$$

➤ Vérification de la résultante des forces sismiques de calcul

Tableau IV-27: Vérification de la résultante des forces sismiques à la base

	V_t [KN]	V [KN]	V_t/V	observation
Sens longitudinal (x-x)	2447,66	3478,99	0,70	No vérifié
Sens transversal (y-y)	2531,00	3497,59	0,72	No vérifié

Conclusion: il faudra augmenter tous les paramètres de la réponse (forces, déplacements, moments,...) dans le rapport $0,8 V/V_t$

- Sens longitudinal (x-x): $\frac{0,8V}{V_t} = 1,14$
- Sens transversal (y-y): $\frac{0,8V}{V_t} = 1,11$

IV.5.6 Distribution de la résultante des forces sismiques selon la hauteur

A. Sens (x - x): « $V_x = 2447,66$ KN»

Tableau IV-28: La distribution de la résultante de la force sismique selon la hauteur sens (x-x)

niveau	W_i [KN]	h_i [m]	V [KN]	$V * W_i * h_i$	$\sum W_i * h_i$	F_i [KN]
RDC	4361,72	3,74	2447,66	39928288	567609,71	70,344618
1	4342,78	7,82	2447,66	83123837	567609,71	146,44541
2	3834,05	11,9	2447,66	111675026	567609,71	196,74615
3	3517,01	14,96	2447,66	128782425	567609,71	226,88552
4	3475,44	18,02	2447,66	153290553	567609,71	270,0633
5	3440,47	21,08	2447,66	177516552	567609,71	312,74404
6	3428,75	24,14	2447,66	202592995	567609,71	356,92306
7	3399,63	27,2	2447,66	226334702	567609,71	398,75058
8	3592,34	30,26	2447,66	266071203	567609,71	468,75731

B. Sens (y - y): « $V_y = 2531,00$ KN»

Tableau IV-29: La distribution de la résultante de la force sismique selon la hauteur sens (y-y)

niveau	W_i [KN]	h_i [m]	V [KN]	$V * W_i * h_i$	$\sum W_i * h_i$	F_i [KN]
RDC	4361,72	3,74	2531,00	39928288	567609,71	72,739772
1	4342,78	7,82	2531,00	83123837	567609,71	151,43171
2	3834,05	11,9	2531,00	111675026	567609,71	203,44513
3	3517,01	14,96	2531,00	128782425	567609,71	234,61071
4	3475,44	18,02	2531,00	153290553	567609,71	279,25865
5	3440,47	21,08	2531,00	177516552	567609,71	323,39261
6	3428,75	24,14	2531,00	202592995	567609,71	369,07588
7	3399,63	27,2	2531,00	226334702	567609,71	412,32758
8	3592,34	30,26	2531,00	266071203	567609,71	484,71796

IV.5.7 Vérification des déplacements latéraux inter-étage

Tableau IV-30: vérification des déplacements inter-étage

Niv	δ_k [cm]		R	$R \times \delta_k$ [cm]		Δ_k [cm]		h_k [cm]	1% h_k [cm]
	δ_x	δ_y		$R * \delta_x * 1,14$	$R * \delta_y * 1,11$	Δ_x	Δ_y		
8	2,1	2,41	3,5	8,379	9,363	1,077	1,127	306	3,06
7	1,83	2,12	3,5	7,302	8,236	1,037	1,204	306	3,06
6	1,57	1,81	3,5	6,264	7,032	1,077	1,204	306	3,06
5	1,3	1,5	3,5	5,187	5,828	1,077	1,204	306	3,06
4	1,03	1,19	3,5	4,110	4,623	1,037	1,166	306	3,06
3	0,77	0,89	3,5	3,072	3,458	0,958	1,088	306	3,06
2	0,53	0,61	3,5	2,115	2,370	1,077	1,204	408	4,08
1	0,26	0,3	3,5	1,037	1,166	0,758	0,855	408	4,08
RDC	0,07	0,08	3,5	0,279	0,311	0,279	0,311	374	3,74

Commentaire: les résultats obtenus montrent que les déplacements relatifs inter-étages sont inférieurs à 1% de la hauteur d'étage ; $\Delta_k < 1\%h_k$

IV.5.8 Vérification de l'effet (P- Δ)Tableau IV-31 : vérification de l'effet P- Δ

Niv	h_k [cm]	P_k [KN]	V_x [KN]	V_y [KN]	Δ_x [cm]	Δ_y [cm]	θ_x	θ_y
8	306	3592,34	468,76	484,72	1,077	1,127	0,0270	0,0273
7	306	3399,63	867,51	897,05	1,037	1,204	0,0133	0,0149
6	306	3428,75	1224,43	1266,12	1,077	1,204	0,0099	0,0107
5	306	3440,47	1537,17	1589,51	1,077	1,204	0,0079	0,0085
4	306	3475,44	1807,24	1868,77	1,037	1,166	0,0065	0,0071
3	306	3517,01	2034,12	2103,38	0,958	1,088	0,0054	0,0059
2	408	3834,05	2230,87	2306,83	1,077	1,204	0,0045	0,0049
1	408	4342,78	2377,32	2458,26	0,758	0,855	0,0034	0,0037
RDC	374	4361,72	2447,66	2531,00	0,279	0,311	0,0013	0,0014

Commentaire

La condition $\theta < 0,10$ est vérifiée.

Donc l'effet P- Δ peut être négligé pour le cas de notre structure

IV.5.9 Justification vis à vis de l'équilibre d'ensemble

IV.5.9.1 Vérification au renversement

- Calcul le moment de renversement
- ❖ Sens xx

Tableau IV-32: Calcul le moment de renversement sens x-x.

Niv	d_i [m]	F_{x_i} [KN]	$F_{x_i} * d_i$ [KN.m]
RDC	3,74	70,34	263,09
1	7,82	146,45	1145,20
2	11,9	196,75	2341,28
3	14,96	226,89	3394,21
4	18,02	270,06	4866,54
5	21,08	312,74	6592,64
6	24,14	356,92	8616,12
7	27,2	398,75	10846,02
8	30,26	468,76	14184,60
			$\Sigma = 52249,70$

- ❖ Sens yy

Tableau IV-33: Calcul le moment de renversement sens x-x.

Niv	d_i [m]	F_{x_i} [KN]	$F_{x_i} * d_i$ [KN.m]
RDC	3,74	72,74	272,05
1	7,82	151,43	1184,20
2	11,9	203,45	2421,00
3	14,96	234,61	3509,78
4	18,02	279,26	5032,24
5	21,08	323,39	6817,12
6	24,14	369,08	8909,49
7	27,2	412,33	11215,31
8	30,26	484,72	14667,57
			$\Sigma = 54028,74$

IV.5.9.2 Calcul de centre de gravité de la structure

Tableau IV-34: Centre de gravité de la structure

Niveau	X_i [m]	Y_i [m]	M_i [t]	$M_i * X_i$	$M_i * Y_i$	X_G [m]	Y_G [m]
RDC	9,89	13,43	444,62	4396,40	5969,47	9,54	13,39
1	9,85	13,44	442,69	4359,16	5949,30		
2	9,45	13,59	390,83	3692,57	5311,78		
3	9,39	13,34	358,51	3366,08	4781,49		
4	9,39	13,34	354,28	3325,58	4724,61		
5	9,39	13,34	350,71	3291,41	4676,72		
6	9,40	13,39	349,52	3284,40	4679,67		
7	9,40	13,39	346,55	3256,16	4639,92		
8	9,52	13,27	366,19	3485,05	4857,90		
Σ	-	-	3403,89	32456,81	45590,86		

$$b_x = L_x - X_G = 22,6 - 9,54 = 13,06\text{m}$$

$$b_y = L_y - Y_G = 22,8 - 13,39 = 9,41\text{m}$$

Tableau IV-35 : Vérification au renversement.

	W [KN]	b [m]	M_s [KN.m]	M_r [KN.m]	M_s/M_r
Sens longitudinal	33392,19	13,06	436102,00	52249,70	8,35
Sens transversal	33392,19	9,41	314220,51	54028,74	5,82

L'ouvrage est donc stable au renversement ($M_s > 1,5M_r$).

IV.5.10 Vérification de l'effort normal réduit

Tableau IV-36: Vérification des poteaux à l'effet de l'effort normal réduit.

Niveau	Poteau	Section [cm ²]	B_c [m ²]	f_{cj} [KN/m ²]	N_d [KN]	v	Remarque
RDC	C10	(50×50)	0,250	25000	2455,12	0,393	C.N.V
1	C9	(45×45)	0,203	25000	2124,96	0,419	C.N.V
2	C10	(45×45)	0,203	25000	1849,99	0,365	C.N.V
3	C10	(40×40)	0,160	25000	1562,15	0,391	C.N.V
4	C10	(40×40)	0,160	25000	1295,45	0,324	C.N.V
5	C10	(35×35)	0,123	25000	1033,42	0,336	C.N.V
6	C10	(35×35)	0,123	25000	779,96	0,254	C.V
7	C10	(30×30)	0,090	25000	528,78	0,235	C.V
8	C10	(30×30)	0,090	25000	282,07	0,125	C.V

Il y a un risque de rupture fragile sous sollicitations d'ensemble dues au séisme, donc il faut redimensionner la section des poteaux comme représente le tableau suivant:

Tableau IV-37: Vérification des poteaux à l'effet de l'effort normal réduit.

Niveau	Poteau	Section [cm ²]	B_c [m ²]	f_{cj} [KN/m ²]	N_d [KN]	ν	Remarque
RDC	C10	(65×65)	0,423	25000	2455,12	0,232	C.V
1	C9	(60×60)	0,360	25000	2124,96	0,236	C.V
2	C10	(55×55)	0,303	25000	1849,99	0,244	C.V
3	C10	(55×55)	0,303	25000	1562,15	0,206	C.V
4	C10	(50×50)	0,250	25000	1295,45	0,207	C.V
5	C10	(50×50)	0,250	25000	1033,42	0,165	C.V
6	C10	(45×45)	0,203	25000	779,96	0,154	C.V
7	C10	(45×45)	0,203	25000	528,78	0,104	C.V
8	C10	(40×40)	0,160	25000	282,07	0,071	C.V

IV.6 Calcul de joint sismique

IV.6.1 Définition

La disposition des joints sismiques peut coïncider avec les joints de dilatation ou de rupture. Ils doivent assurer l'indépendance complète des blocs qu'ils délimitent et empêcher leur entrechoquement.

En cas de sol de fondation homogène, il n'est pas nécessaire de les poursuivre en fondation.

Les joints doivent être plans, sans décrochement et débarrassés de tout matériau ou corps étranger.

Ils sont disposés de façon:

- A limiter des longueurs de bâtiments trop importantes
- A séparer les blocs de bâtiments ou ouvrages accolés de géométrie et /ou de rigidités et de masses inégales.
- A simplifier les formes en plan de bâtiments présentant des configurations complexes (forme en T, U, L, H,...).

IV.6.2 Calcul de la largeur du joint sismique [RPA art 5.8]

La largeur minimale d_{min} satisfait la condition suivante :

$$d_{min} = 15\text{mm} + (\delta_1 + \delta_2)\text{mm} \geq 40\text{mm}$$

δ_1 et δ_2 : déplacements maximaux au niveau des sommets des deux blocs C et D respectivement

Tel que:

$$\delta_1 = 23,6\text{mm} \text{ et } \delta_2 = 24,1\text{mm}$$

D'où:

$$d_{min} = 15 + 23,6 + 24,1 = 62,7\text{mm}$$

On adopte un joint sismique de 20 cm de largeur.

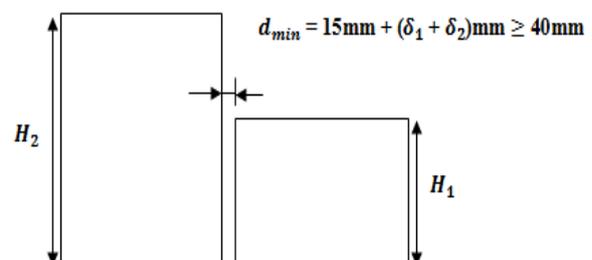


Figure IV-11: Largeur d'un joint sismique

CHAPITRE V

Ferraillage des éléments structuraux

Chapitre V : Ferrailage des éléments structuraux

V.1 Introduction

Après avoir calculé les sollicitations, nous proposons de déterminer les sections d'aciers nécessaires à la résistance et à la stabilité des éléments porteurs de notre ouvrage (poteaux ; poutres et les voiles). Le calcul des sections sera mené selon les règles du calcul de béton armé (**CBA 93, BAEL91 et RPA 99/ Version2003**)

V.2 Bloc « C »

V.2.1 Ferrailage des poteaux

Les poteaux sont calculés en flexion composée, les armatures obtenues sont calculées à l'état limite ultime (E.L.U) sous l'effet des sollicitations les plus défavorables suivant les deux sens pour les situations présentées dans le Tableau V.1 ci-après:

Tableau V-1: Caractéristiques mécaniques des matériaux

Situation	Béton			Acier		
	γ_b	f_{c28} [MPa]	f_{bu} [MPa]	γ_s	f_e [MPa]	σ_s [MPa]
Durable	1,50	25	14,20	1,15	400	347,82
Accidentelle	1,15	25	18,50	1,00	400	400

A. Généralités au calcul en flexion composée

Une section est sollicitée en flexion composée à partir du moment ou elle est soumise simultanément à:

- Un effort normal noté (N).

- N sera compté positif dans le cas d'une compression.
- N sera compté négatif dans le cas d'une traction.

- Un moment de flexion (M) au centre de gravité (de la section de béton seule)

Ce torseur (M, N) revient à appliquer un effort N au point C , appelé « centre de pression ».

La distance de C au centre de gravité de la section de béton est appelé « excentricité » et est notée (e_0).

En fonction du signe de N et de la valeur de e_0 , on distingue plusieurs cas:

Section entièrement tendue: si N est négatif (traction) et que le point C est situé entre les deux nappes d'armatures longitudinales.

Section partiellement tendue: si N est négatif (traction) et que le point C est situé à l'extérieur des deux nappes d'armatures longitudinales.

Section partiellement comprimée: si N est positif et que le point C est situé à l'extérieur des deux nappes d'armatures longitudinales.

Section entièrement comprimée: si N est positif (compression) et que le point C est situé entre les deux nappes d'armatures longitudinales.

B. Combinaisons des charges

En fonction du type de sollicitation, nous distinguons les différentes combinaisons suivantes :

B.1 Selon le *BAEL 91*(Situation Durable)

- ❖ ELU : $1,35 G + 1,5 Q$
- ❖ ELS : $G + Q$

B.2 Selon le *RPA 99/version 2003* [Art 5.2] (situation accidentelle)

- ❖ $G + Q + E$ (C1)
- ❖ $0,8G \pm E$ (C2)

Avec:

- G : charges permanentes
- Q : charges d'exploitation non pondérées
- E : action du séisme représentée par ses composantes horizontales

- La combinaison (C1) comprend la totalité de la charge d'exploitation ainsi que la charge sismique. Du fait que cette charge d'exploitation est tout à fait improbable, une grande partie de celle-ci (environ 40 à 60%) peut effectivement représenter l'effet des accélérations verticales des séismes.
 - La combinaison (C2) tient compte de la réduction de la charge verticale qui se produira à cause des effets de l'accélération verticale
- Dans les combinaisons précédentes, il y a lieu de tenir compte de la réversibilité des charges sismiques.

La section d'acier sera calculée pour différentes combinaisons d'efforts internes pour les deux sens X et Y comme suit:

- 1) N^{max} ; $M^{Correspondant}$
- 2) N^{min} ; $M^{Correspondant}$
- 3) M^{max} ; $N^{Correspondant}$

Avec:

$$M^{corr} = \max (M_2^{corr} , M_3^{corr})$$

Chacune des trois combinaisons donne une section d'acier. La section finale choisit correspondra au maximum des trois valeurs (cas plus défavorable).

C. Recommandations du RPA99/version 2003

D'après *RPA99/2003* (Art 7.4.2), pour une zone sismique IIa, les armatures longitudinales doivent être à haut adhérence, droites et sans crochet:

- Leur pourcentage est limité par:

$$\left\{ \begin{array}{l} 0,8\% < \frac{A_s}{B} < 3\% \text{ en zone courante} \\ 0,8\% < \frac{A_s}{B} < 6\% \text{ en zone de recouvrement} \end{array} \right.$$

- Le diamètre minimal: $\Phi > 12 \text{ mm}$

- La longueur de recouvrement minimale: $L_r \geq 40\Phi$

- La distance entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser:

25cm en zone IIa

- Les jonctions par recouvrement doivent être faites si possible, à l'extérieur des zones nodales (zone critiques).

D. Résultats des Sollicitations donnés par ETABS 9.0.7

NB

- ❖ Comme la section de poteau est carrée donc on fait le ferrailage à partir de moment maximal entre M_2 et M_3 et on le généralise sur les quatre côtés de la section de poteau.
- ❖ L'ETABS donne les efforts de compression avec un signe négatif et les efforts de traction avec un signe positif donc pour faire les calculs on doit renverser les signes des efforts.

Les résultats des sollicitations sont résumés dans les tableaux suivants:

Tableau V-2 :Sollicitations les plus défavorables dans les poteaux, bloc (C)

Zone	Niv	Section	sollicitation	N^{corr}	M^{corr}	poteau	Comb
I	RDC	(65×65)	N^{max}	2946,24	2,52	C20-1	ELU
			N^{min}	-1824,38	11,38	C1	0,8GE _y Max
			M^{max}	2039,17	95,89	C20-1	GQE _x Max
II	1	(60×60)	N^{max}	2518,66	29,08	C20-3	ELU
			N^{min}	-1144,18	3,78	C32	0,8GE _y Max
			M^{max}	220,93	128,72	C15	GQE _x Max
III	2	(55×55)	N^{max}	2132,01	15,11	C14	ELU
			N^{min}	-669,87	4,28	C32	0,8GE _y Max
			M^{max}	1511,98	153,39	C20-3	GQE _x Max
IV	3	(55×55)	N^{max}	1799,33	59,38	C14	ELU
			N^{min}	-384,61	6,20	C32	0,8GE _y Max
			M^{max}	124,85	152,66	C15	GQE _x Max
V	4 et 5	(50×50)	N^{max}	1488,14	36,61	C14	ELU
			N^{min}	-248,57	39,60	C16	0,8GE _x Max
			M^{max}	137,07	131,81	C15	GQE _x Max
VI	6 et 7	(45×45)	N^{max}	888,07	35,09	C14	ELU
			N^{min}	-105,95	33,45	C16	0,8GE _x Max
			M^{max}	117,79	111,40	C15	GQE _x Max
VII	8	(40×40)	N^{max}	309,98	33,47	C23	ELU
			N^{min}	-51,15	40,67	C2	0,8GE _y Max
			M^{max}	39,69	105,09	C8	GQE _x Max

V.2.1.1 Exemple de ferrailage détaillé

Niveau RDC (Poteau «C20-1»)

A. 1^{ier} Cas

$$N^{max} = 2946,24 \text{KN} ; M^{corr} = 2,52 \text{KN.m} ; M_{ser} = 44,37 \text{KN.m}$$

$$N > 0 \Rightarrow \text{compression}$$

A.1 l'excentricité totale de calcul [BAEL91 A.4.3,5]

$$e = e_1 + e_2$$

Détermine l'excentricité du premier ordre:

$$e_1 = \frac{M_u}{N_u} + e_a$$

Calcul de l'excentricité additionnelle:

$$\left. \begin{array}{l} e_a = \max \left(2\text{cm} ; \frac{L}{250} \right) \\ L = 0,7l_0 = 0,7(476) = 333,3\text{cm} \end{array} \right\} \Rightarrow e_a = \max \left(2\text{cm} ; \frac{333,3}{250} \right) \Rightarrow e_a = 2\text{cm}$$

Donc:

$$e_1 = \frac{2,52 \times 10^2}{2946,24} + 2 = 2,09\text{cm}$$

Détermine l'excentricité due aux effets de second ordre:

$$\left\{ \begin{array}{l} e_2 = \frac{3(l_f)^2}{10^4 h} (2 + \alpha \emptyset) \longrightarrow \text{si: } \frac{l_f}{h} \leq \max \left(15 ; \frac{20e_1}{h} \right) \\ e_2 = 0 \longrightarrow \text{si: } \frac{l_f}{h} > \max \left(15 ; \frac{20e_1}{h} \right) \end{array} \right.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} l_f = 333,3\text{cm} \\ h = 65\text{cm} \end{array} \right.$$

$$\frac{l_f}{h} = \frac{333,3}{65} = 5,12 < \max \left(15 ; \frac{20e_1}{h} \right) = \max (15 ; 0,64) = 15 ;$$

donc il faut tenir compte des effets de second ordre

$\emptyset = 2$: le rapport de la déformation finale due au fluage

$$\alpha = 10 \left(1 - \frac{M_u}{1,5 M_{ser}} \right) = 10 \left(1 - \frac{2,52}{1,5 \times 44,37} \right) = 9,62$$

$$e_2 = \frac{3(333,3)^2}{10^4 \times 65} [2 + (9,62 \times 2)] = 10,89\text{cm}$$

Alors:

$$e = 2,09 + 10,89 = 12,98\text{cm}$$

A.2 Détermine la nature de la section [BAEL99 P173]

Les grandeurs utiles pour le calcul sont: $b = 65\text{cm}$; $h = 65\text{cm}$; $f_{bc} = 14,2\text{MPa}$; $d = 58,5\text{cm}$

Calcul le coefficient de remplissage:

$$\psi_1 = \frac{N_u}{N_{b_{max}}} = \frac{N_u}{b h f_{bc}} = \frac{2946,24 \times 10^3}{650 \times 650 \times 14,2} = 0,49$$

Détermine l'excentricité critique relative:

$$\text{On à: } \psi_1 = 0,491 < \frac{2}{3} = 0,667$$

$$\text{Alors: } \xi = \frac{1 + \sqrt{9 - 12\psi_1}}{4(3 + \sqrt{9 - 12\psi_1})} = \frac{1 + \sqrt{9 - 12(0,491)}}{4(3 + \sqrt{9 - 12(0,491)})} = 0,145$$

Calcul de (e_{NC}):

$$e_{NC} = \xi (h) = 0,145(65) = 9,425\text{cm}$$

Comparaison de (e) à (e_{NC}):

$$e = 12,98\text{cm} > e_{NC} = 9,425\text{cm}$$

Conclusion: la section est partiellement comprimée, elle sera calculée en flexion simple sous l'effet d'un moment de flexion fictif ($M_{u_{fictif}}$) puis on se ramène à la flexion composée

A.3 Calcul des armatures à la flexion simple

Détermine le moment de flexion fictif:

$$\begin{aligned} M_{u_{fictif}} &= M_u + N_u(d - \frac{h}{2}) = N_u(e + d - \frac{h}{2}) = 2946,24(12,98 + 58,5 - \frac{65}{2}) \times 10^{-2} \\ &= 1148,44\text{KN.m} \end{aligned}$$

Calcul le moment réduit ultime:

$$\mu_{bu} = \frac{M_{u_{fictif}}}{b d^2 f_{bu}} = \frac{1148,44 \times 10^5}{65 \times (58,5)^2 \times 14,2 \times 10^2} = 0,364$$

Le moment réduit ultime de référence:

$$\left. \begin{aligned} \mu_l &= 0,80\alpha_l(1 - 0,4\alpha_l) \\ \alpha_l &= \frac{\varepsilon_{bc}}{\varepsilon_{bc} + (\varepsilon_l \times 1000)} = 0,668 \end{aligned} \right\} \Rightarrow \mu_l = 0,392$$

Conclusion

$$\mu_{bu} = 0,364 < \mu_l = 0,392 \Rightarrow (A'_s = 0)$$

Calcul le bras de levier:

$$Z_u = d(1 - 0,4\alpha_u)$$

Avec:

$$\alpha_u = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2(0,364)}) = 0,598$$

$$Z_u = 58,5 [1 - 0,4(0,598)] = 44,50\text{cm}$$

A.3.1 Calcul la section d'aciers tendus fictif

$$A_{s_{fictif}} = \frac{M_{u_{fictif}}}{Z_u \cdot \sigma_{su}} = \frac{M_{u_{fictif}}}{Z_u \cdot \frac{f_e}{\gamma_s}} = \frac{1148,44 \times 10^3}{44,50 \times \frac{400}{1,15}} = 74,2\text{cm}^2$$

A.4 Calcul de la section réelle d'aciers tendus

$$A_{cal} = A_{s_{fictif}} - \frac{N_u}{\sigma_{su}} = 74,2 - \frac{2946,24 \times 10}{400/1,15} = -10,5\text{cm}^2 < 0$$

A.4.1 La section minimale d'armature imposée par le BAEL

$$A_{min,BAEL} \geq \max \left\{ \begin{array}{l} \max (4\text{cm}^2 \times U ; \frac{0,2B}{100}) \\ 0,23bd \frac{f_{tj}}{f_e} \end{array} \right.$$

Avec:

U : Périmètre de la section en mètre

B : La section du poteau

Donc:

$$A_{min,BAEL} \geq \max \left\{ \begin{array}{l} (4 \times 0,65 \times 4 ; \frac{0,2 \times (65 \times 65)}{100}) = \max (10,4 ; 8,45) \\ 0,23 \times 65 \times 58,5 \times \frac{2,1}{400} = 4,59\text{cm}^2 \end{array} \right.$$

$$A_{min,BAEL} = 10,4\text{cm}^2$$

A.4.2 La section minimale d'armature imposée par le RPA

$$A_{min,RPA} \geq \frac{0,8B}{100} = \frac{0,8(65 \times 65)}{100} = 33,8\text{cm}^2$$

Alors:

$$A_{S_1} = \max (A_{cal} ; A_{min,BAEL} ; A_{min,RPA})$$

$$A_{S_1} = 33,8\text{cm}^2$$

B. 2^{ème} Cas

$$N_{ser}^{min} = 0,00 \text{ KN}$$

$$N^{min} = -1824,38\text{KN} ; M^{corr} = 11,38\text{KN.m (combinaison accidentelle)}$$

$$N < 0 \Rightarrow \text{traction}$$

$$\left. \begin{array}{l} e_0 = \frac{M}{N} = \frac{11,38}{1824,38} = 0,62\text{cm} \\ d - \frac{h}{2} = 58,5 - \frac{65}{2} = 26\text{cm} \end{array} \right\} \rightarrow e_0 < d - \frac{h}{2}$$

Le centre de traction est situé entre les nappes d'armature, donc la section est entièrement tendue

✓ calcul de la section des armatures longitudinales:

$$A_{cal} = \max \left\{ \frac{N}{2 f_e / \gamma_s} ; \frac{N_{ser}}{2 \bar{\sigma}_s} ; B \frac{f_{tj}}{f_e} \right\}$$

$$\left. \begin{array}{l} \frac{N}{2 f_e / \gamma_s} = \frac{1824,38}{2(400/1)} = 0,023\text{cm}^2 \\ \frac{N_{ser}}{2 \bar{\sigma}_s} = 0,00\text{cm}^2 \\ B \frac{f_{tj}}{f_e} = (65)^2 \frac{2,1}{400} = 22,18\text{cm}^2 \end{array} \right\} A_{cal} = 22,18\text{cm}^2$$

✓ La section minimale d'armature imposée par le BAEL:

$$A_{min,BAEL} = 10,4\text{cm}^2$$

✓ La section minimale d'armature imposée par le *RPA*:

$$A_{min,RPA} = 33,8\text{cm}^2$$

Alors:

$$A_{S_2} = \max (A_{cal} ; A_{min,BAEL} ; A_{min,RPA})$$

$$A_{S_2} = 33,8\text{cm}^2$$

C. 3^{ème} Cas

$$M^{max} = 95,89\text{KN} ; N^{corr} = 2039,17\text{KN.m}$$

e [cm]	ψ_1	ξ	e_{NC} [cm]	Nature de la section	$M_{ufictif}$ [KN]	$A_{sfictif}$ [cm ²]	A_{cal} [cm ²]	A_{min} [cm ²]		A_{S_3} cm ²
								BAEL	RPA	
-1,45	0,34	0,15	10,02	SEC	500,69	23,43	-27,55	10,4	33,8	33,8

Conclusion

$$A_S = \max (A_{S_1} ; A_{S_2} ; A_{S_3}) = 33,8\text{cm}^2$$

La nature de la section: SET

D. Calcul des armatures transversales (cadres ; étriers ; épingles etc.)

D.1 Diamètre minimale selon [BAEL91 Art A.8.1,3]

$$\Phi_t \approx \frac{\Phi_l}{3}$$

$\Phi_l = 20\text{mm}$: Diamètre minimale des armatures longitudinales.

$$\Phi_t = \frac{20}{3} = 6,67\text{mm} ; \text{on adopte: } \Phi_t = 8\text{mm}$$

D.2 Section d'armature transversale

Selon [*RPA* Art 7.4.2.2]:

$$\frac{A_t}{t} = \frac{\rho_a V_u}{h_1 f_e} \dots \dots \dots (1)$$

$V_u = 73,35\text{KN}$: Est l'effort tranchant de calcul

$h_1 = 65\text{cm}$: Hauteur totale de la section brute

$f_e = 400\text{MPa}$: Contrainte limite élastique de l'acier d'armature

ρ_a : Coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture par effort tranchant

✓ Détermine l'élancement géométrique:

$$\lambda_g = \frac{l_f}{a} = \frac{333,2}{65} = 5,13$$

✓ Détermine le Coefficient correcteur:

$$\lambda_g = 5,13 \rightarrow \rho_a = 2,5$$

✓ l'espacement des armatures transversales:

- La zone nodale: $t \leq \min (10\Phi_l ; 15\text{cm}) = \min (10 \times 2 ; 15\text{cm}) = 15\text{cm}$

- La zone courante: $t' \leq 15\Phi_l = 15 \times 2 = 30 \text{ cm}$

On adopte: $t = 10\text{cm}$; $t' = 15\text{cm}$

D'après l'équation (1) on trouve:

Zone nodale: $A_t = \frac{\rho_a V_u}{h_1 f_e} t = \frac{2,5 \times 41,88 \times 10^3}{65 \times 400 \times 10^2} \times 10 = 0,4\text{cm}^2$

On adopte: $A_{t_{adop}} = 3,02\text{cm}^2 \rightarrow 6\text{T8}$

Zone courante: $A'_t = \frac{\rho_a V_u}{h_1 f_e} t' = \frac{2,5 \times 41,88 \times 10^3}{65 \times 400 \times 10^2} \times 15 = 0,6\text{cm}^2$

On adopte: $A'_{t_{adop}} = 3,02\text{cm}^2 \rightarrow 6\text{T8}$

D.3 Vérification des armatures transversales

$$\frac{A_{t_{adop}}}{t b_1} > \begin{cases} 0,3\% \text{ si } \lambda_g \geq 5 \\ 0,8\% \text{ si } \lambda_g \leq 3 \end{cases}$$

Interpoler entre les valeurs limites précédentes si : $3 < \lambda_g < 5$

On à: $\lambda_g = 5,13 \geq 5 \Rightarrow \frac{A_t}{t b_1} > 0,3\%$

Zone nodale: $\frac{A_{t_{adop}}}{t b_1} = \frac{3,02}{10 \times 65} = 0,0046 > 0,3\% \dots\dots\dots$ Condition vérifiée

Zone courante: $\frac{A'_{t_{adop}}}{t' b_1} = \frac{3,02}{15 \times 65} = 0,0031 > 0,3\% \dots\dots\dots$ Condition vérifiée

E. Détermine la longueur de la zone nodale [RPA Art 7.4.2.1]

$h' = \max \left(\frac{h_e}{6} ; b_1 ; h_1 ; 60\text{cm} \right)$

Avec:

$$\begin{cases} h_e = 476\text{cm} : \text{la hauteur d'étage.} \\ b_1 = h_1 = 65\text{cm} : \text{les dimensions de la section du poteau.} \end{cases}$$

Alors:

$h' = \max \left(\frac{476}{6} ; 65 ; 65 ; 60\text{cm} \right) = 79,33 \approx 80\text{cm}$

F. Vérification à l'ELU

F.1 Vérification de l'effort tranchant

$$\left. \begin{aligned} \tau_u &= \frac{T_{max}}{b d} = \frac{41,88 \times 10^3}{650 \times 585} = 0,11\text{MPa} \\ \bar{\tau}_u &= \min \left(\frac{0,15 f_{c28}}{\gamma_b} ; 4\text{MPa} \right) = 2,5\text{MPa} \end{aligned} \right\} \Rightarrow \tau_u = 0,11\text{MPa} < \bar{\tau}_u = 2,5\text{MPa} \dots \text{Condition vérifiée}$$

F.2 Vérification d'adhérence des barres

❖ Calcul de la contrainte d'adhérence d'entraînement:

$$\begin{cases} \tau_{se} = \frac{V_u}{0,9d \sum U} \\ d = 0,9h = 0,9(650) = 585\text{mm} \end{cases}$$

$$\Sigma U = \pi n \Phi = 3,14[4 \times 20 + 8 \times 16 + 4 \times 14] = 828,96 \text{ mm}^2$$

$$\Rightarrow \tau_{se} = \frac{41,88 \times 10^3}{0,9 \times 585 \times 828,96} = 0,096 \text{ MPa}$$

❖ Calcul de la contrainte d'adhérence d'entraînement limite ultime:

$$\tau_{se,u} = \Psi_s f_{tj} = 1,5 \times 2,1 = 3,15 \text{ MPa}$$

Alors:

$$\tau_{se} = 0,096 \text{ MPa} \leq \tau_{se,u} = 3,15 \text{ MPa}$$

Les résultats de ferrailage sont résumés dans les tableaux suivants:

Tableau V-3: Ferrailage longitudinal des poteaux

Zone	A_{cal} [cm ²]	$A_{min,BAEL}$ [cm ²]	$A_{min,RPA}$ [cm ²]	A_s [cm ²]	A_{adop} [cm ²]	Nature de la section	ferrailage
I	22,18	10,4	33,8	33,8	37,7	ET	12T20
II	14,48	9,6	28,8	28,8	37,7	ET	12T20
III	8,58	8,8	24,2	24,2	24,89	ET	4T20+8T14
IV	5,11	8,8	24,2	24,2	24,88	ET	4T20+8T14
V	5,01	8	20	20	20,36	ET	4T16+8T14
VI	3,24	7,2	16,2	16,2	18,47	PC	12T14
VII	4,01	6,4	12,8	12,8	13,57	PC	12T12

Tableau V-4: Longueur de recouvrement et la longueur de la zone nodale

Zone	$\Phi_{l_{max}}$ [cm]	L_r [cm]	h_e [cm]	b_1 [cm]	h_1 [cm]	h' [cm]
I	2	80	476	65	65	80
II	2	80	408	60	60	70
III	2	80	408	55	55	70
IV	2	80	306	55	55	60
V	1,6	65	306	50	50	60
VI	1,4	55	306	45	45	60
VII	1,2	50	306	40	40	60

Tableau V-5: calcul de la section d'armature transversale

Zone	Φ_t [mm]	V_u [KN]	$h_1=a$ [cm]	L [cm]	l_f [cm]	λ_g	ρ_a	t [cm]	t' [cm]	A_t [cm ²]	A'_t [cm ²]
I	8	41,88	65	476	333,2	5,13	2,5	10	15	0,40	0,60
II	8	52,08	60	408	285,6	4,76	3,75	10	15	0,81	1,22
III	8	59,15	55	408	285,6	5,19	2,5	10	15	0,67	1,01
IV	8	109,35	55	306	214,2	3,89	3,75	10	15	1,86	2,80
V	8	76,73	50	306	214,2	4,28	3,75	10	15	1,44	2,16
VI	8	67,99	45	306	214,2	4,76	3,75	10	15	1,42	2,12
VII	8	73,35	40	306	214,2	5,36	2,5	10	15	1,15	1,72

Tableau V-6: Section d'armature transversale adoptée

Zone	$A_{t_{adop}}$ [cm ²]	$A'_{t_{adop}}$ [cm ²]	b_1 [cm]	Vérification		
				$\frac{A_{t_{adop}}}{t b_1}$ (%)	$\frac{A'_{t_{adop}}}{t' b_1}$ (%)	Pourcentage minimale
I	3,02→6T8	3,02→6T8	65	0,46	0,31	0,3
II	3,02→6T8	3,02→6T8	60	0,50	0,36	0,36
III	3,02→6T8	3,02→6T8	55	0,55	0,37	0,3
IV	3,52→7T8	3,02→6T8	55	0,55	0,37	0,578
V	3,02→6T8	3,02→6T8	50	0,60	0,40	0,48
VI	3,02→6T8	3,02→6T8	45	0,67	0,45	0,36
VII	3,02→6T8	3,02→6T8	40	0,76	0,50	0,3

Remarque

- Zone IV:

Zone courante: $\frac{A'_{t_{adop}}}{t' b_1} = 0,37\% < 0,578\%$Condition n'est pas vérifiée

- Zone V:

Zone courante: $\frac{A'_{t_{adop}}}{t' b_1} = 0,40\% < 0,48\%$ Condition n'est pas vérifiée

On adopte pour les deux zones ($t' = 10\text{cm}$)

Tableau V-7: Vérification des contraintes à l'ELU

Zone	V_u [KN]	b [cm]	d [cm]	Contrainte de cisaillement			Contrainte d'adhérence des barres		
				τ_u [MPa]	$\bar{\tau}_u$ [MPa]	OBS	τ_{se} [MPa]	$\tau_{se,u}$ [MPa]	OBS
I	41,88	65	58,5	0,110	3,33	CV	0,096	3,15	CV
II	52,08	60	54	0,161	3,33	CV	0,133	3,15	CV
III	59,15	55	49,5	0,217	3,33	CV	0,220	3,15	CV
IV	109,35	55	49,5	0,402	3,33	CV	0,349	3,15	CV
V	76,73	50	45	0,341	3,33	CV	0,343	3,15	CV
VI	67,99	45	40,5	0,373	3,33	CV	0,371	3,15	CV
VII	73,35	40	36	0,509	3,33	CV	0,474	3,15	CV

Tableau V-8: Vérification des contraintes à l'ELS

Zone	Section	N_U [KN]	N_{ser} [KN]	M_{ser} [KN.m]	A_{adop} [cm ²]	σ_{inf} [MPa]	σ_{sup} [MPa]
I	(65×65)	2946,24	2141,48	44,367	37,7	3,74	5,28
II	(60×60)	2518,66	1830,47	51,409	37,7	3,36	5,58
III	(55×55)	2132,01	1548,48	54,093	24,89	3,05	6,06
IV	(55×55)	1799,33	1307,05	138,873	24,88	0,41	6,71
V	(50×50)	1488,14	1081,3	83,345	20,36	0,74	6,97
VI	(45×45)	888,07	646,17	75,117	18,47	0,00	6,81
VII	(40×40)	309,98	227,1	71,986	13,57	0,00	8,19

V.2.1.2 Schéma de ferrailage des poteaux

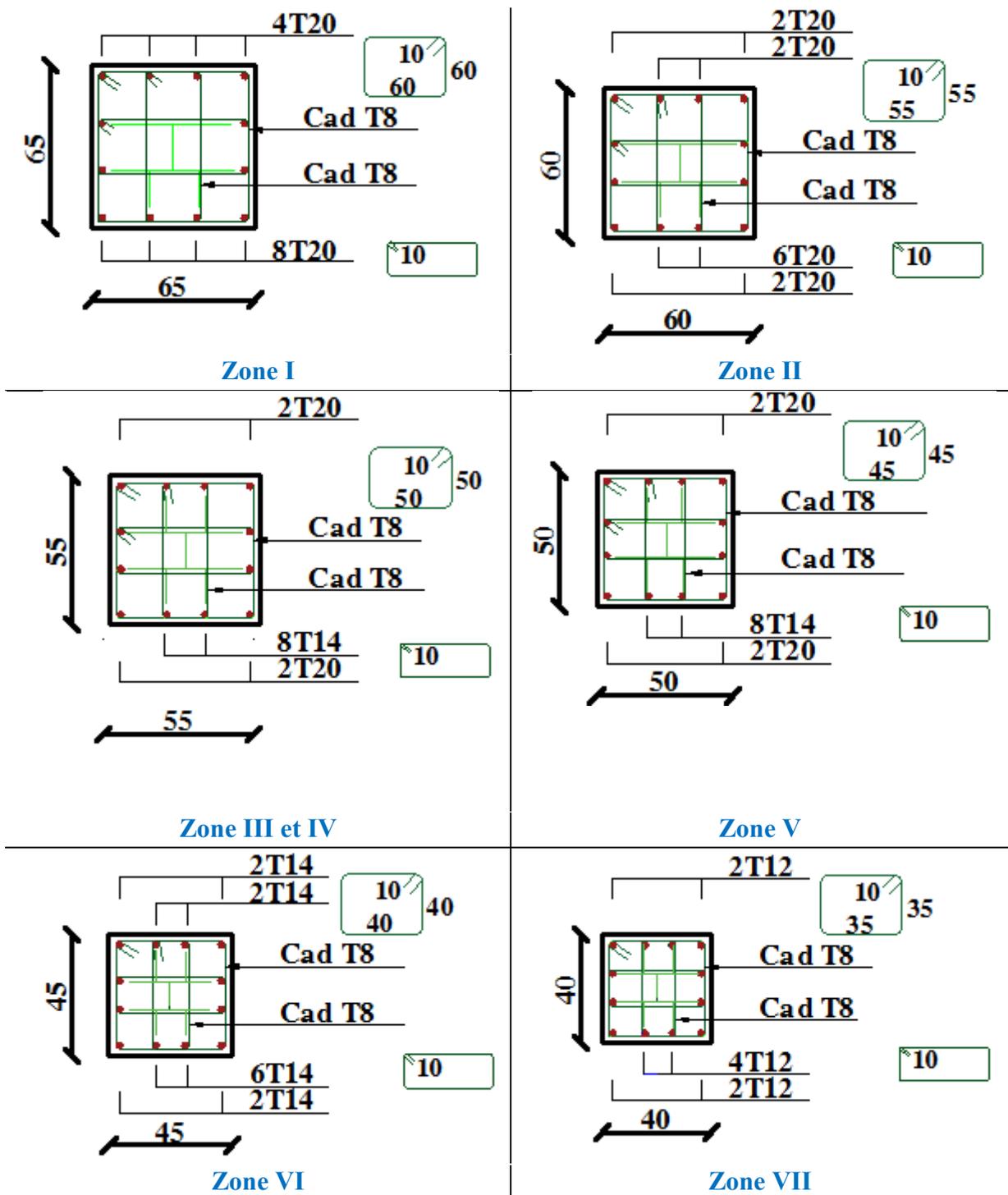


Figure V-1: Schéma de ferrailage des poteaux

V.2.2 Ferrailage des poutres

Les poutres sont des éléments structuraux qui transmettent les efforts du plancher vers les poteaux. Elles sont sollicitées par un moment fléchissant et un effort tranchant. Leur ferrailage donc sera déterminé en flexion simple à l'état limite ultime (ELU), puis vérifiées à l'état limite de service (ELS), suivant les recommandations du *RPA 99/version 2003*.

Les poutres seront étudiées en tenant compte des efforts donnés par l'*ETABS 9.0.7*, qui résultent des combinaisons les plus défavorables, présenté par le *RPA* et le *BAEL 91*.

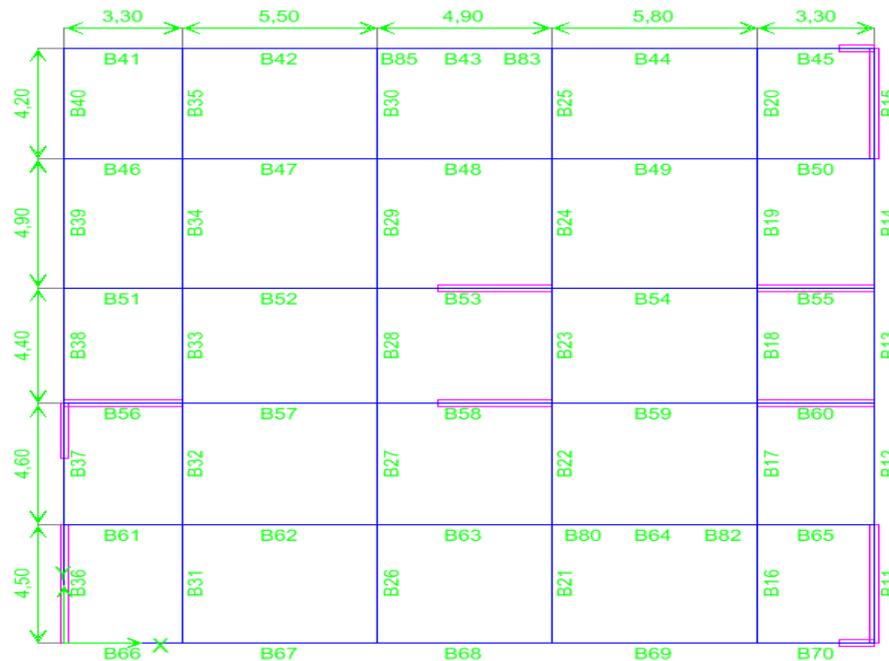


Figure V-2: Schéma d'emplacement des poutres

A. Recommandation du [RPA99 Version 2003]

A.1 Armatures longitudinales [RPA99. Version 2003/Art 7.5.2.1]

- ❖ Le pourcentage total des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de 0,5% en tout la section $\Rightarrow A_{min} = 0.5\% b.h$
- ❖ Le pourcentage maximum des aciers longitudinaux est de :
 $A_{max} = 4\% b.h$ En zone courante.
 $A_{max} = 6\% b.h$ En zone de recouvrement.
- ❖ La longueur minimale de recouvrement est de : $40 \varnothing$ En zone IIa
- ❖ L'ancrage des armatures longitudinales supérieures et inférieures dans les poteaux de rive et d'angle doit être effectué avec des crochets à 90° .

A.2 Armatures transversales [RPA99. Version 2003/Art7.5.2.2]

- La quantité minimale des armatures transversales est donnée par : $A_t = 0,003 . S . b$

- L'espace maximal entre les armatures transversales est déterminé comme suite
 - Dans la zone nodale et en travée si les armatures comprimées sont nécessaires:
 $S_t = \min (h / 4, 12 \varnothing_l)$
 Avec :
 \varnothing_l : c'est la valeur du diamètre \varnothing des armatures longitudinales à prendre est le plus petit diamètre utilisé.
 - En dehors de la zone nodale: $S_t \leq h/2$
- La valeur du diamètre \varnothing des armatures longitudinales à prendre est le plus petit diamètre utilisé. Dans le cas d'une section en travée avec armatures comprimées, c'est le diamètre le plus petit des aciers comprimés.
- Les premières armatures transversales doivent être disposées à 5 cm au plus du nu de l'appui ou de l'encastrement.

B. Les combinaisons de calcul

✓ Selon le *BAEL 91* (Situation Durable):

ELU : $1,35 G + 1,5 Q$

ELS : $G + Q$

✓ Selon le *RPA 99/version 2003* [Art 5.2] (situation accidentelle):

$G + Q + E$

$0,8G \pm E$

C. Les résultats des sollicitations donnés par ETABS 9.0.7

C.1 Poutres principales

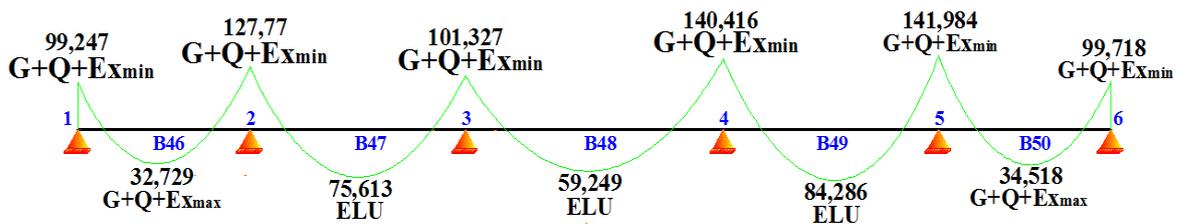


Figure V-3: diagramme des moments et les combinaisons correspondants

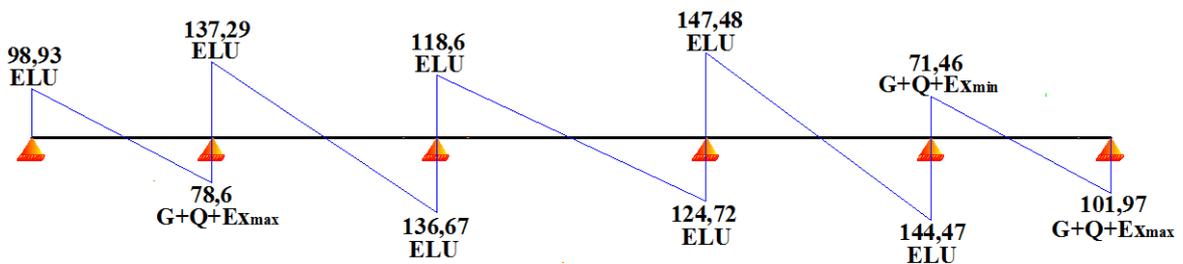


Figure V-4: diagramme des efforts tranchants et les combinaisons correspondants

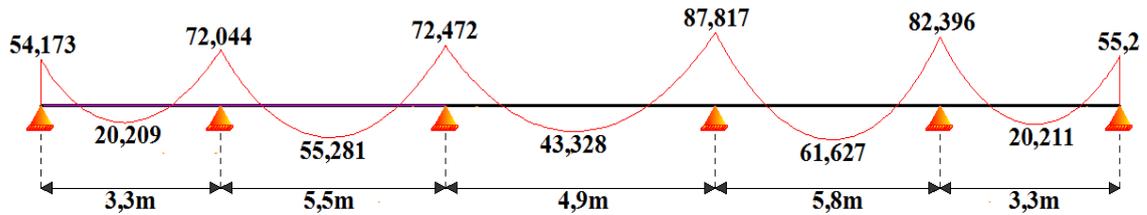


Figure V-5: diagramme des moments à l'ELS

C.1.1 Poutres principales liées aux voiles

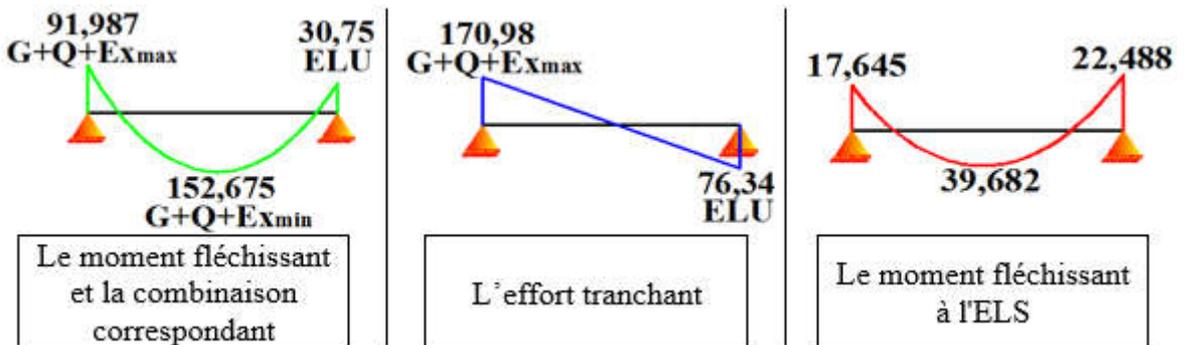


Figure V-6: les sollicitations les plus défavorables dans les poutres liées aux voiles

C.2 Poutres secondaires

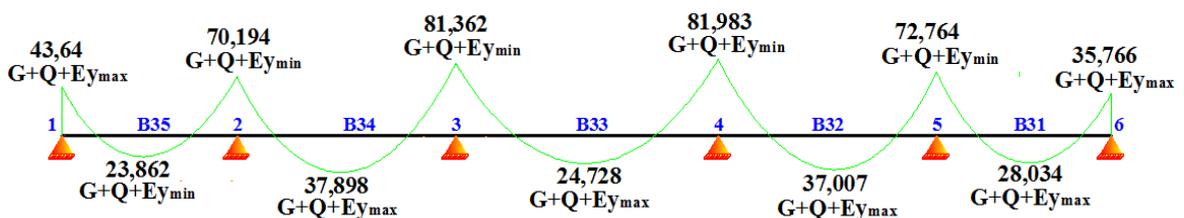


Figure V-7: diagramme des moments et les combinaisons correspondants

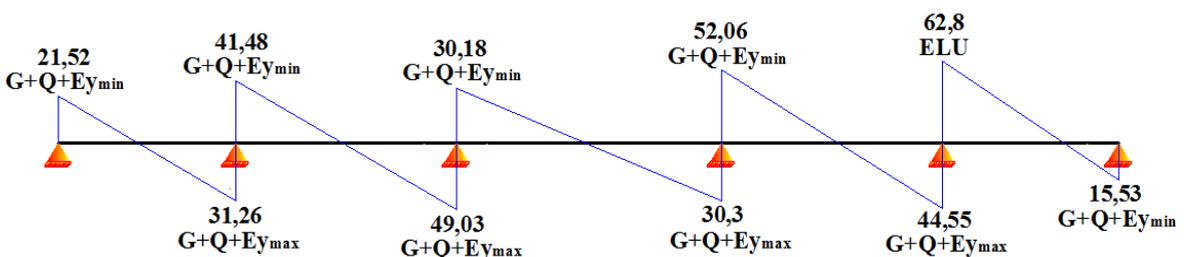


Figure V-8: diagramme des efforts tranchants et les combinaisons correspondants

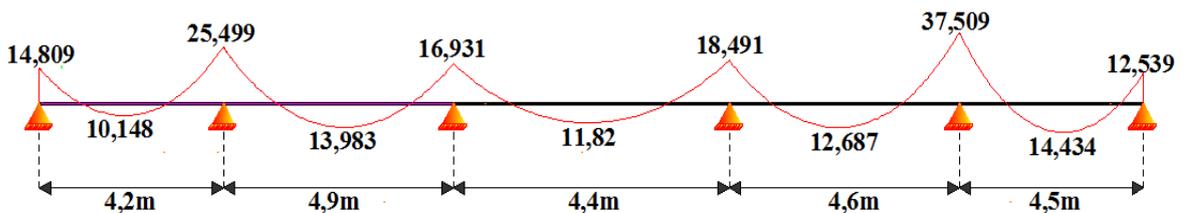


Figure V-9: diagramme des moments à l'ELS

C.2.1 Poutres secondaires liées aux voiles

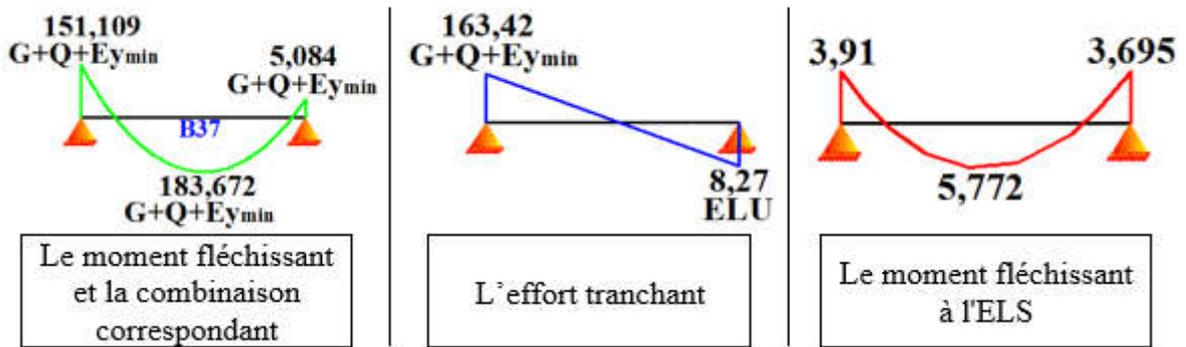


Figure V-10: les sollicitations les plus défavorables dans les poutres liées aux voiles

D. Exemple de ferrailage détaillé

D.1 Ferrailage en travée de la poutre «B46»

$h = 40\text{cm}$, $b = 30\text{cm}$, $L = 3,3\text{m}$, $d = 36\text{cm}$, $M = 32,729\text{KN.m}$, $f_{bu} = 18,48\text{MPa}$; $f_{tj} = 2,1\text{MPa}$

$M_{ser} = (\gamma_b = 1,15 ; \gamma_s = 1 \rightarrow \text{situation accidentelle})$

- Le moment réduit ultime:

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{b d^2 f_{bu}} = \frac{32,729 \times 10^5}{30 \times (36)^2 \times 18,48 \times 10^2} = 0,046$$

- Le moment réduit critique:

$$\left. \begin{aligned} \gamma &= \frac{M_{au}}{M_{taer}} = \frac{32,739}{20,209} = 1,62 \\ \alpha_c &= \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{cj}}{100} = 0,56 \end{aligned} \right\} \Rightarrow \mu_c = 0,80 \times 0,56 [1 - (0,4 \times 0,56)] = 0,374$$

Vérification

$$\mu_{bu} = 0,046 < \mu_c = 0,374 \Rightarrow \text{pas d'aciers comprimés } (A'_s = 0)$$

- Le bras de levier:

$$Z_u = d (1 - 0,4\alpha_u)$$

$$\alpha_u = 1,25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 1,25 (1 - \sqrt{1 - 2(0,046)}) = 0,059$$

Donc:

$$Z_u = 36 [1 - 0,4(0,059)] = 35,15\text{cm}$$

- Calcul la section théorique d'acier:

$$A_{cal} = \frac{M_u}{Z_u \cdot \sigma_{su}} = \frac{M_u}{Z_u \cdot \frac{f_e}{\gamma_s}} = \frac{32,729 \times 10^3}{35,15 \times \frac{400}{1}} = 2,33\text{cm}^2$$

- La section minimale d'armature imposée par le BAEL:

La condition de non fragilité impose une section minimale d'armature:

$$\rho = \frac{A_{min}}{bd} \geq 0,23 f_{tj} \Rightarrow A_{min} = 0,23bd \frac{f_{tj}}{f_e} \dots \dots \dots (\text{Art A.4.2B.A.E.L.91})$$

$$A_{min,BAEL} = 0,23 \times 30 \times 36 \times \frac{2,1}{400} = 1,30\text{cm}^2$$

➤ Section d'armature adoptée:

$$A_{adpt} = 4,62\text{cm}^2 \Rightarrow 3\text{T}14$$

D.2 Section minimale des aciers longitudinaux pour (FeE400)

- Selon [B.A.E.L.91 Art B.6.4]

$$\text{En travée: } A_s = 4,62\text{cm}^2 > A_{s_{min}} = 0,1\%B = \frac{0,1(30 \times 40)}{100} = 1,2\text{cm}^2 \dots \text{Condition vérifiée}$$

D.3 La section totale maximale et minimale des aciers longitudinaux

- selon RPA

La section totale minimale

$$A_{min,RPA} \geq \frac{0,5B}{100}$$

La section total maximale

$$\text{Zone courante: } A_{total} \leq A_{s_{max}} = 4\%B$$

$$\text{Zone de recouvrement: } A_{total} \leq 6\%B$$

Remarque: la section d'armature imposée par le RPA elle concerne toute la section du béton

D.4 Les armatures transversales

➤ Diamètre des aciers transversaux: [BAEL article A.7.2,2]

$$\Phi_t = \min \left\{ \Phi_L ; \frac{h}{35} ; \frac{b}{10} \right\} = \min \left(14 ; \frac{400}{35} ; \frac{300}{10} \right) = \min(14 ; 11,43 ; 30)$$

$$\Phi_t = 8\text{mm}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \Phi_L: \text{Diamètre des armatures longitudinales (le plus petit diamètre utilisé)} \\ h: \text{la hauteur totale de la poutre} \\ b: \text{largeur de la poutre} \end{array} \right.$$

➤ L'espacement des aciers transversaux: [BAEL article A.5.1,22]

$$S_t \leq \min(0,9d ; 40\text{cm}) = \min(0,9 \times 36 ; 40\text{cm}) = 32,40\text{cm}$$

$$\text{Soit: } S_t = 15\text{cm}$$

➤ Calcul de la section minimale d'armature transversale: [BAEL article A.5.1,22]

$$\frac{A_t f_e}{b_0 S_t} \geq 0,4 \Rightarrow A_t \geq \frac{0,4 b_0 S_t}{f_e}$$

Donc:

$$A_t \geq \frac{0,4 \times 30 \times 15}{400} = 0,45\text{cm}^2$$

On adopte:

$$A_{t_{adpt}} = 2,01\text{cm}^2 \Rightarrow 4\text{HA}8$$

D.4.1 Vérification de l'espacement selon [RPA99 Art7.5.2.2]

- **Zone courante:** $S_t = 15\text{cm} < \frac{h}{2} = \frac{40}{2} = 20\text{cm} \dots\dots$ Condition vérifiée

On adopte: $S_t = 15\text{cm}$

- **Zone nodale:** $S_t \leq \text{Min} \left(\frac{h}{4} ; 12\Phi_L \right)$

D.4.2 Vérification de la section d'armature transversale [RPA99 Art7.5.2.2]

- **Zone courante**

$$A_{min} = 0,003 S_t b = 0,003 \times 15 \times 30 = 1,35\text{cm}^2$$

$$A_{t_{adpt}} = 2,01\text{cm}^2 > A_{min} = 1,35\text{cm}^2 \dots\dots\dots$$
 Condition vérifiée

D.5 Vérification à l'ELS

D.5.1 Vérification de la contrainte de compression du béton

On doit vérifier:

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y \leq \bar{\sigma} = 0,6f_{c28}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} M_{ser} = 20,209\text{KN.m} \\ y = \frac{nA_s}{b} \left[\sqrt{1 + \frac{bd}{7,5A_s}} - 1 \right] = \frac{15(4,62)}{30} \left[\sqrt{1 + \frac{30 \times 36}{7,5(4,62)}} - 1 \right] = 10,79\text{cm} \\ I_0 = \frac{by^3}{3} + nA_s(d - y)^2 = \frac{30(10,79)^3}{3} + 15 \times 4,62(36 - 10,79)^2 = 56605,37\text{cm}^4 \end{array} \right.$$

Alors:

$$\sigma_{bc} = \frac{20,209}{56605,37} \times 10,79 \times 10^3 = 3,85\text{MPa} < \bar{\sigma} = 0,6f_{c28} = 15\text{MPa} \dots$$
 Condition vérifiée

D.5.2 Vérification de la contrainte de traction de l'acier

On doit vérifier:

$$\sigma_{st} = n \frac{M_{ser}}{I} (d - y) \leq \bar{\sigma}_{st} = 201,63\text{MPa} \dots\text{FP}$$

$$\sigma_{st} = 15 \times \frac{20,209}{56605,37} (36 - 10,79) \times 10^3 = 134,99\text{MPa}$$

$$\sigma_{st} = 134,99\text{MPa} < \bar{\sigma}_{st} = 201,63\text{MPa} \dots\dots$$
 Condition vérifiée

D.5.3 Vérification de la flèche

Nous devons vérifier les conditions suivantes:

$$\left. \begin{array}{l} \frac{A_s}{b_0 d} \leq \frac{4,2}{f_e} \\ \frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \\ \frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10 M_0} \end{array} \right\} \dots\dots\dots \text{[BAEL article B.6.5,1]}$$

Alors:

$$\frac{A_s}{b_0 d} = \frac{6,88}{30 \times 36} = 0,0064 < \frac{4,2}{f_e} = 0,0105 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

$$\frac{h}{l} = \frac{40}{270} = 0,148 > \frac{1}{16} = 0,063 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

$$\frac{h}{l} = 0,148 > \frac{M_t}{10 M_0} = \frac{20,209}{10 \times 54,173} = 0,037 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

D.6 Disposition constructives

D.6.1 Détermine la longueur de la zone nodale (zone critique)

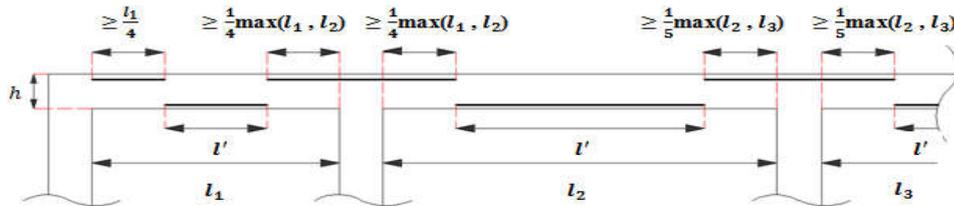


Figure V-11: Longueur de la zone nodale

❖ **Nœud «1»:**

Selon *RPA* [Art 7.4.2]:

$$l = 2h = 2(40) = 80\text{cm}$$

h : La hauteur de la poutre $\Rightarrow l = \max(80 ; 75) = 80\text{cm}$

Selon *BAEL* [Art E.1.3]:

$$l = \frac{l_1}{4} = \frac{300}{4} = 75\text{cm}$$

❖ **Nœud «2»:**

Selon *RPA*:

$$l = 2h = 2(40) = 80\text{cm}$$

h : La hauteur de la poutre $\Rightarrow l = \max(80 ; 130) = 130\text{cm}$

Selon *BAEL*:

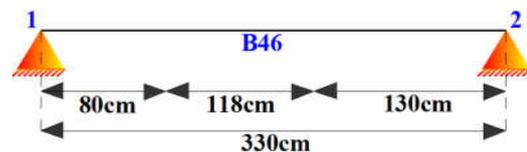
$$l = \frac{\max(l_1 ; l_2)}{4} = \frac{520}{4} = 130\text{cm}$$

➤ Détermine la longueur de la zone courante:

$$l' = L - 2(l_1) = 330 - (82 + 130) = 118\text{cm}$$

➤ Le nombre des cadres (n) pour (1ml):

$$n = \frac{100}{S_t} = \frac{100}{15} = 7 \text{ cadres}$$



D.6.2 La longueur minimale de recouvrement

$$L_r = 40\phi_{L_{max}}$$

$\phi_{L_{max}}$: Diamètre maximal des armatures longitudinales.

$$L_r = 40 \times 1,4 = 56\text{cm} \rightarrow \text{On prend: } L_r = 60\text{cm}$$

D.6.3 L'enrobage [C.B.A.93 Art A.6.4]

$$c = \max (c_g ; c')$$

Avec :

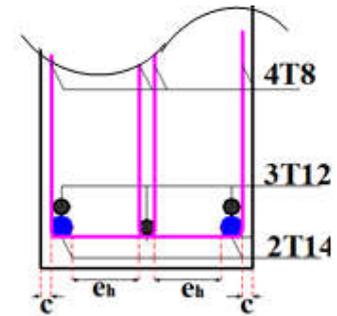
c_g : Désignant la grosseur du plus grand granulats utilisé.

Le plus grand granulats utilisé est de dimensions (15/25)

$$c_g = 2,5\text{cm}$$

$c' = 3\text{cm}$; pour un milieu soumise à des action agressive

Donc: $c = 3\text{cm}$



D.6.4 L'espacement horizontal des armatures longitudinales

$$e_h \geq \max (1,5c_g ; a)$$

a : Largeur d'une barre ou d'un paquette des barres.

Dans notre cas : $a = \varnothing_{L_{max}}$

$$e_h = \frac{b - 2c - 4\varnothing_8 - 3\varnothing_{14}}{2}$$

b : largeur de la section du béton.

$2c$: l'enrobage.

$4\varnothing_8$: L'épaisseur prise par les cadres et les épingles.

$3\varnothing_{14}$: L'épaisseur prise par les barres tendues.

Alors:

$$e_h = \frac{30 - 2(3) - 4(0,8) - 3(1,4)}{2} = 8,3\text{cm}$$

$$e_h = 8,3\text{cm} > \max (1,5(2,5) ; 1,4) = 3,75\text{cm} \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$



V.2.2.1 Résultats de ferrailage

A. Poutres principales

Les résultats de ferrailage sont résumés dans les tableaux suivants

Tableau V-9: Ferrailage à l'ELU

Travée	B46		B47		B48		B49		B50		
L [m]	3,3		5,5		4,9		5,8		3,3		
M_t [KN.m]	32,729		75,613		59,249		84,286		34,518		
Situation	Accidentelle		Normale		Normale		Normale		Accidentelle		
A'_s [cm ²]	0		0		0		0		0		
A_{cal} [cm ²]	2,327		6,522		5,018		7,344		2,458		
$A_{min,BAEL}$ [cm ²]	1,30		1,30		1,30		1,30		1,30		
$A_{min,RPA}$ [cm ²]	6,00		6,00		6,00		6,00		6,00		
A_{adpt} [cm ²]	4,62		6,88		6,88		8,01		4,62		
Choix des barres	3T14		3T14 + 2T12		3T14 + 2T12		3T14 + 3T12		3T14		
Appuis	1	2	3	4	5	6					
M_t [KN.m]	99,247	127,77	101,327	140,416	141,984	99,718					
Situation	ACC	ACC	ACC	ACC	ACC	ACC					
A'_s [cm ²]	0	0	0	0	0	0					
A_{cal} [cm ²]	7,45	9,84	7,62	10,95	11,09	7,49					
$A_{min,BAEL}$ [cm ²]	1,30	1,30	1,30	1,30	1,30	1,30					
$A_{min,RPA}$ [cm ²]	6,00	6,00	6,00	6,00	6,00	6,00					
A_{adpt} [cm ²]	9,11	10,05	9,11	11,59	11,59	9,11					
Choix des barres	3T16 + 2T14	5T16	3T16 + 2T14	5T16 + 1T14	5T16 + 1T14	3T16 + 2T14					

A.1 Vérification à l'ELS

Tableau V-10: Vérification des contraintes en travée

Travée	B46	B47	B48	B49	B50
M_{ser} [KN.m]	20,209	55,281	43,328	61,627	20,211
y [cm]	10,792	12,669	12,669	13,442	10,792
I_0 [cm ⁴]	56605,365	76509,626	76509,626	85427,929	56605,365
Contrainte de compression du béton					
σ_{bc} [MPa]	3,853	9,154	7,175	9,697	3,853
$\bar{\sigma}_{bc}$ [MPa]	15	15	15	15	15
Contrainte de traction de l'acier					
σ_s [MPa]	134,996	252,858	198,184	244,097	135,009
$\bar{\sigma}_s$ [MPa]	201,63	201,63	201,63	201,63	201,63

Remarque: la contrainte de traction de l'acier est supérieur a la contrainte limite ($\sigma_{st} > \bar{\sigma}_{st}$); dans ce cas il faut recalculer la section d'acier tendue [BAEL99 P143]

Tableau V-11: Vérification des contraintes sur appuis

Appuis	1	2	3	4	5	6
M_{ser} [KN.m]	54,173	72,044	72,472	87,817	82,396	55,2
y [cm]	14,12	14,65	14,12	15,44	15,44	14,12
I_0 [cm ⁴]	93575,16	100178,61	93575,16	110312,44	110312,44	93575,16
Contrainte de compression du béton						
σ_{bc} [MPa]	8,17	10,54	10,93	12,29	11,53	8,33
$\bar{\sigma}_{bc}$ [MPa]	15	15	15	15	15	15
Contrainte de traction de l'acier						
σ_s [MPa]	190,01	230,31	254,19	245,52	230,37	193,61
$\bar{\sigma}_s$ [MPa]	201,63	201,63	201,63	201,63	201,63	201,63

A.2 Ferrailage à l'ELS

Tableau V-12: Résultats de ferrailage à l'ELS

Travée	B46	B47	B48	B49	B50	
u	–	0,212	–	0,236	–	
λ	–	1,212	–	1,236	–	
\varnothing	–	0,723	–	0,756	–	
α	–	0,386	–	0,403	–	
A_{cal} [cm ²]	–	8,741	–	9,808	–	
A_{adpt} [cm ²]	6,03	9,11	6,03	10,65	6,03	
Choix des barres	3T16	3T16 + 2T14	3T16	3T16 + 3T14	3T16	
Appuis	1	2	3	4	5	6
u	–	0,276	0,277	0,336	0,315	–
λ	–	1,276	1,277	1,336	1,315	–
\varnothing	–	0,804	0,806	0,866	0,846	–
α	–	0,429	0,430	0,462	0,451	–
A_{cal} [cm ²]	–	11,580	11,653	14,302	13,361	–
A_{adpt} [cm ²]	–	12,06	12,06	14,67	13,73	–
Choix des barres	3T16 + 2T14	6T16	6T16	5T16 + 3T14	3T16 + 5T14	3T16 + 2T14

A.3 Vérification de la flèche

Tableau V-13: Vérification de la flèche

	Travée	B46	B47	B48	B49	B50	
Paramètre de calcul	l [cm]	3,3	5,5	4,9	5,8	3,3	Vérification
	h [cm]	40	40	40	40	40	
	d [cm]	36	36	36	36	36	
	A_s [cm ²]	6,03	9,11	6,03	10,65	6,03	
	M_t [KN.m]	20,21	55,28	43,33	61,63	20,21	
	M_0 [KN.m]	72,04	72,47	63,33	87,82	55,2	
1 ^{iere} condition $A_s/b_0d \leq 4,2/f_e$	A_s/b_0d	0,006	0,0084	0,006	0,00986	0,006	CV
	$4,2/f_e$	0,011	0,0105	0,011	0,01050	0,011	
2 ^{eme} condition $h/l \geq 1/16$	h/l	0,121	0,0727	0,082	0,06897	0,121	CV
	$1/16$	0,063	0,0625	0,063	0,06250	0,063	
3 ^{eme} condition $h/l \geq M_t/10 M_0$	h/l	0,121	0,0727	0,082	0,06897	0,121	CNV
	$M_t/10 M_0$	0,037	0,0763	0,068	0,07018	0,037	
Estimation de la flèche	y [cm]	–	14,12	–	14,97	–	–
	I_0 [cm ⁴]	–	194984,8	–	200896	–	–
	λ_i	–	2,49	–	2,13	–	–
	σ_{st} [MPa]	–	121,99	–	137,91	–	–
	u	–	0,41	–	0,51	–	–
	I_{fi} [cm ⁴]	–	106299,2	–	105653,6	–	–
	f_{ser} [mm]	–	4,89	–	6,10	–	–
	Δf_t [mm]	–	5,87	–	7,32	–	–
	\bar{f} [mm]	–	6,00	–	6,30	–	–

Conclusion: on adopte un ferrailage de (7T16) en travée de la poutre B49 pour ne pas avoir un risque de flèche.

A.4 Vérification de la section des armatures longitudinales

Tableau V-14: la section minimale et la section totale maximum des aciers longitudinaux

En travée		Sur appuis		A_{total} [cm ²]	A_{smin} [cm ²]	A_{smax} [cm ²]	Vérification
Travée	A_{adpt} [cm ²]	Appuis	A_{adpt} [cm ²]				
B46	6,03	1	9,11	15,14	1,2	48	CV
B47	9,11	2	12,06	21,17	1,2	48	CV
B48	6,03	3	12,06	18,09	1,2	48	CV
B49	14,07	4	14,67	28,74	1,2	48	CV
B50	6,03	5	13,73	19,76	1,2	48	CV
-	-	6	9,11	9,11	1,2	48	CV

A.5 Dispositions constructives

Tableau V-15: Longueur de recouvrement et la zone nodale

Travée	B46		B47		B48		B49		B50	
l' [cm]	60		286		234		294		56	
l_r [cm]	65		65		65		65		65	
Appuis	1	2		3		4		5		6
l [cm]	80	G	D	G	D	G	D	G	D	80
		130	130	104	104	107	107	134	134	
l_r [cm]	65	65		60		65		65		65

G: gauche ; D: droite

Les distances entre nus d'appuis

A.6 Les armatures transversales

Tableau V-16: Section des armatures transversales

Travée	B46		B47		B48		B49		B50	
Φ_t [mm]	8		8		8		8		8	
S_t [cm]	15		15		15		15		15	
A_t [cm ²]	0,45		0,45		0,45		0,45		0,45	
$A_{t_{adpt}}$ [cm ²]	2,01		2,01		2,01		2,01		2,01	
Choix des barres	4T8									
A_{min} [cm ²]	1,35		1,35		1,35		1,35		1,35	
Appuis	1	2		3		4		5		6
Φ_t [cm]	8	8		8		8		8		8
S_t [cm]	10	10		10		10		10		10
A_t [cm ²]	0,45	0,45		0,45		0,45		0,45		0,45
$A_{t_{adpt}}$ [cm ²]	2,01	2,01		2,01		2,01		2,01		2,01
Choix des barres	4T8	4T8		4T8		4T8		4T8		4T8
A_{min} [cm ²]	0,9	0,9		0,9		0,9		0,9		0,9

A.7 Vérification à l'ELU

Tableau V-17: Vérification des contraintes à l'ELU

appuis	1	2	3	4	5	6
T_{max} [KN]	98,93	98,93	136,67	147,48	144,47	101,97
Contrainte de cisaillement						
τ_u [MPa]	1,279	1,012	1,399	1,188	1,203	1,318
$\bar{\tau}_u$ [MPa]	3,15	3,15	3,15	3,15	3,15	3,15
La contrainte d'adhérence d'entraînement						
τ_{se} [MPa]	0,916	0,916	1,265	1,366	1,338	0,944
$\tau_{se,u}$ [MPa]	2,5	2,5	2,5	2,5	2,5	2,5

B. Poutres principales liées aux voiles**Tableau V-18: Résultats de ferrailage**

	Travée	appuis	
		1	2
Armature longitudinale			
M [KN.m]	152,675	91,987	30,75
A'_s [cm ²]	0	0	0
A_{adpt} [cm ²]	12,06	9,11	6,03
Choix des barres	6T16	3T16 + 2T14	3T16
l_r [cm]	65	65	65
Armatures transversale			
A_{tadpt} [cm ²]	2,01	2,01	2,01
Choix des barres	4T8	4T8	4T8
S_t [cm]	15	10	10

C. Poutre secondaires**Tableau V-19: Résultats de ferrailage**

En travée			Sur appuis		
Travée	A_{adpt} [cm ²]	Choix des barres	Appuis	A_{adpt} [cm ²]	Choix des barres
B35	4,62	3T14	1	4,62	3T14
B34	4,62	3T14	2	6,88	3T14 + 2T12
B33	4,62	3T14	3	6,88	3T14 + 2T12
B32	4,62	3T14	4	6,88	3T14 + 2T12
B31	4,62	3T14	5	6,88	3T14 + 2T12
-	-	-	6	4,62	3T14

Tableau V-20: Dispositions constructives

Travée	B35		B34		B33		B32		B31	
l' [cm]	188		228		244		228		188	
l_r [cm]	60		60		60		60		60	
Appuis	1	2		3		4		5		6
l [cm]	98	G	D	G	D	G	D	G	D	98
		104	104	83	83	83	83	104	104	
l_r [cm]	60	60		60		60		60		60

Tableau V-21: Les armatures transversales

Travée	B35		B34		B33		B32		B31	
A_{tadpt} [cm ²]	2,01		2,01		2,01		2,01		2,01	
S_t [cm]	15		15		15		15		15	
Choix des barres	4T8									
Appuis	1	2		3		4		5		6
A_{tadpt} [cm ²]	2,01	2,01		2,01		2,01		2,01		2,01
S_t [cm]	10	10		10		10		10		10
Choix des barres	4T8	4T8		4T8		4T8		4T8		4T8

C. Poutres secondaires liées aux voiles

Tableau V-22: Résultats de ferrailage

	Travée	Appuis	
		1	2
Armature longitudinale			
A_{adpt} [cm ²]	15,45	12,06	6,47
Choix des barres	6T16 + 2T14	6T16	3T14
l_r [cm]	65	65	65
Armatures transversale			
A_{tadpt} [cm ²]	2,01	2,01	2,01
Choix des barres	4T8	4T8	4T8
S_t [cm]	15	10	10

V.2.2.2 Schéma de ferrailage des poutres

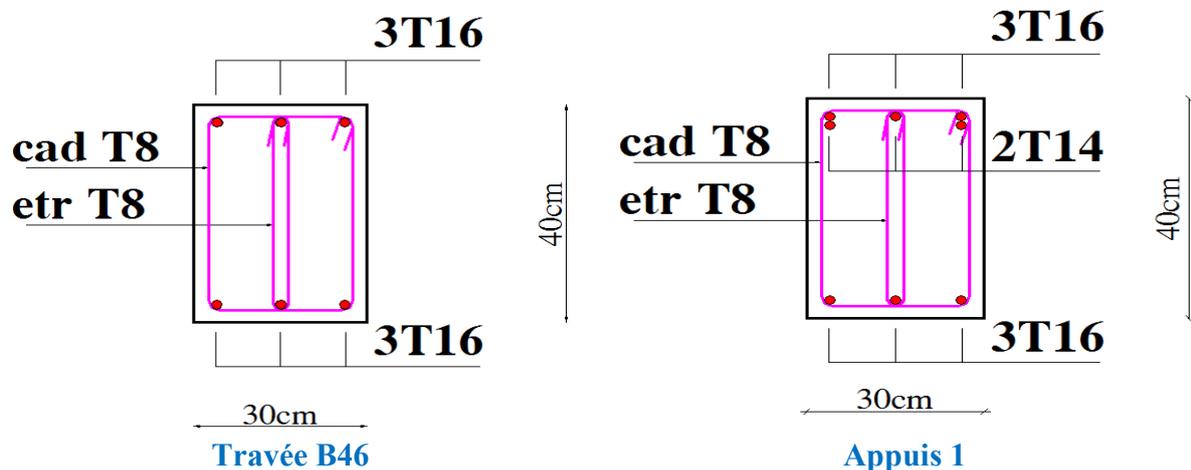


Figure V-12: Exemple de schéma de ferrailage des poutre principales

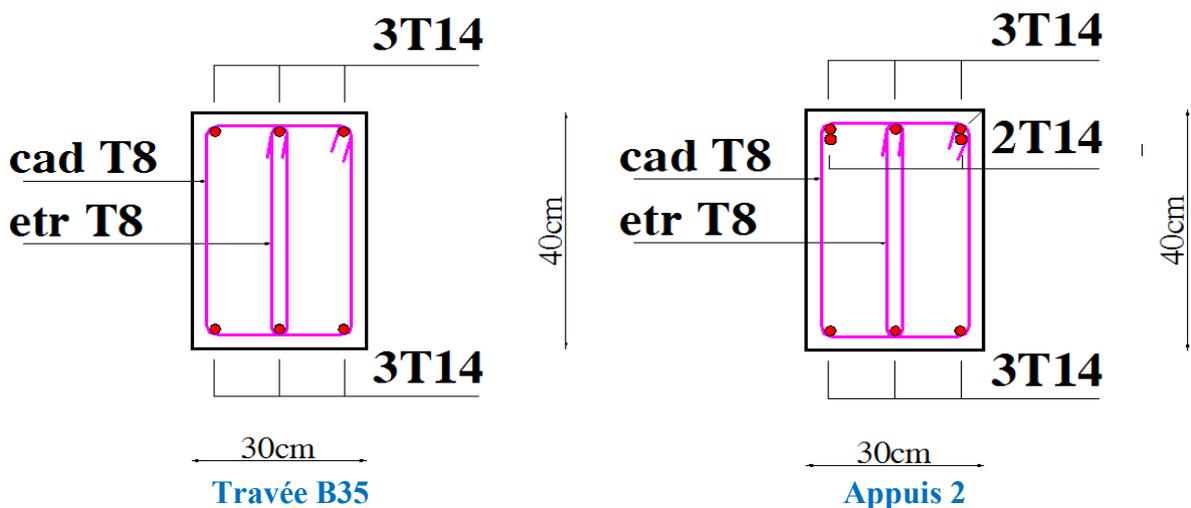


Figure V-13: Exemple de schéma de ferrailage des poutres secondaires

V.2.3 Ferrailage de voile

Dans une structure, les voiles de contreventement, outre leurs rôles porteurs vis-à-vis des charges verticales, sont particulièrement efficaces pour assurer la résistance aux forces horizontales grâce à leurs rigidités importantes dans ce plan.

Les sollicitations engendrées dans les voiles sont :

- Moment fléchissant et effort tranchant provoqués par l’action sismique
- Effort normal du à la combinaison des charges permanentes, d’exploitation et des charges sismiques

Ainsi les voiles seront calculées en flexion composée et au cisaillement, ce qui nécessitera une disposition du ferrailage suivant :

- Sur le plan vertical (aciers verticaux)
- Sur le plan horizontal (aciers horizontaux)

Dans le but de faciliter la réalisation et de réduire les calculs, on décompose notre bâtiment en 03 zones:

- ❖ les niveaux (RDC - 1^{er} étage - 2^{eme} étage) Zone I
- ❖ les niveaux (3^{eme} étage - 4^{eme} étage - 5^{eme} étage) Zone II
- ❖ les niveaux (6^{eme} étage - 7^{eme} étage - 8^{eme} étage) Zone III

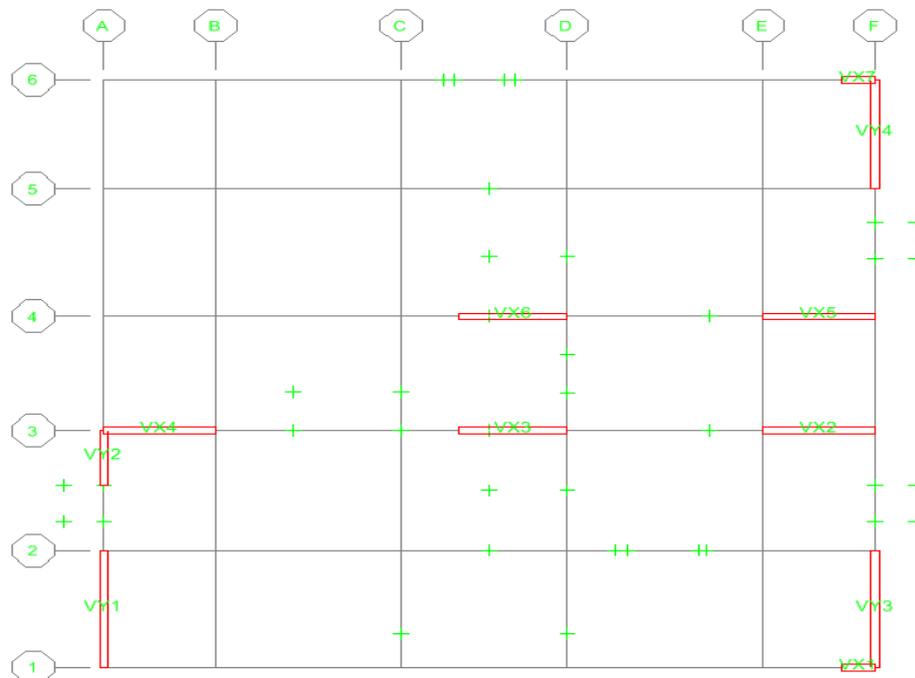


Figure V-14: Schéma d'emplacement des voiles

V.2.3.1 Les combinaisons d'action

Les combinaisons des actions sismiques et des actions dues aux charges verticales à prendre en considération sont données ci après:

La réglementation en vigueur BAEL et RPA99/ V2003 exige les combinaisons ci-contre

- Selon le BAEL91 (Situation Durable):

$$\text{ELU} : 1,35 G + 1,5 Q$$

$$\text{ELS} : G + Q$$

- Selon le [RPA 99/version 2003 art 5.2] (situation accidentelle):

$$G + Q + E$$

$$0,8G \pm E$$

V.2.3.2 Recommandations du [RPA99 art 7.7.4.3]

A. Aciers verticaux

La disposition du ferrailage vertical se fera de telle sorte qu'il reprendra les contraintes de la flexion composée en tenant compte des prescriptions imposées par le *RPA99/version 2003*:

- L'effort de traction engendré dans une partie du voile doit être repris en totalité par les armatures dont le pourcentage minimal est de 0,20% de la section horizontale du béton tendu.
- Les barres verticales des zones extrêmes devraient être ligaturées avec des cadres horizontaux dont l'espacement ne doit pas être supérieur à l'épaisseur du voile.
- Les barres verticales du dernier niveau doivent être munies de crochets à la partie supérieure. Toutes les autres barres n'ont pas de crochets (jonction par recouvrement).
- A chaque extrémité du voile l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur (1/10) du largeur du voile, cet espacement doit être au plus égal à 15cm.

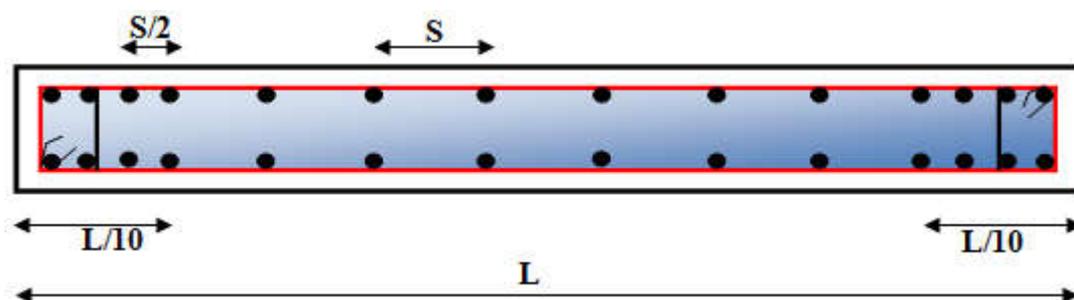


Figure V-15: Disposition des armatures verticales dans le voile.

B. Aciers horizontaux

Les armatures horizontales parallèles aux faces du mur doivent être disposées sur chacune des faces entre les armatures verticales et la paroi du coffrage et doivent être munies de crochets à (135°) ayant une longueur de 10Φ . Ces armatures reprennent les sollicitations de l'effort tranchant.

C. Aciers transversaux

Les armatures transversales doivent respecter les dispositions suivantes :

- L'espacement des barres verticales et horizontales doit être inférieur à la plus petite valeur des deux valeurs suivantes.

$$S \leq \text{Min}(1,5e; 30\text{cm})$$

e : l'épaisseur du voile

- Les deux nappes d'armatures doivent être reliées avec au moins quatre épingles au mètre carré. Dans chaque nappe, les barres horizontales doivent être disposées vers l'extérieur.
- Le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles (à l'exception des zones d'about) ne devrait pas dépasser 1/10 de l'épaisseur du voile.
- Les longueurs de recouvrement doivent être égales à :
 - 40Φ pour les barres situées dans les zones où le renversement du signe des efforts sont possibles.
 - 20Φ pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action de toutes les combinaisons des charges possibles.

D. Armatures de coutures

Le long des joints de reprise de coulage, l'effort tranchant doit être repris par les aciers de coutures dont la section est donnée par la formule:

$$A_{vj} = 1,1 \frac{\bar{V}}{f_e}$$

Avec :

$$\bar{V} = 1,4V_u$$

V_u : Effort tranchant à l'ELU calculée au niveau considéré.

Cette quantité doit s'ajouter à la section d'aciers tendus nécessaire pour équilibrer les efforts de traction dus au moment de renversement.

E. Armatures de potelet

Il faut prévoir à chaque extrémité du voile un potelet armé par des barres verticales, dont la section de celle-ci est supérieure ou égale à 4HA10 ligaturées avec des cadres horizontaux dont l'espacement ne doit pas être supérieur à l'épaisseur du voile.

V.2.3.3 Calcul du ferrailage des voiles

Le calcul des armatures sera fait par la méthode des contraintes et vérifiée, selon *RPA99/2003* sous les sollicitations suivantes:

- 1) N^{max} ; $M^{Correspondant}$
- 2) N^{min} ; $M^{Correspondant}$
- 3) M^{max} ; $N^{Correspondant}$

A. Présentation de la méthode de calcul

On utilise la méthode des contraintes (la formule classique de la R.D.M.)

$$\sigma_{1;2} = \frac{N}{B} \pm \frac{M}{I}v$$

Avec:

N : Effort normal appliqué,

M : Moment fléchissant appliqué.

B : Section du voile,

v : Distance entre le centre de gravité du voile et la fibre la plus éloignée

I : Moment d'inertie.

NB : L'ETABS donne les efforts de compression avec un signe négatif et les efforts de traction avec un signe positif donc pour faire les calculs on doit renverser les signes des efforts.

On distingue trois cas:

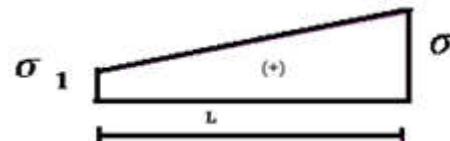
1^{ier} Cas

Si $(\sigma_1 \text{ et } \sigma_2) > 0$: la section du voile est entièrement comprimée " pas de zone tendue ".

$$A_v = \frac{F - Bf_{bc}}{f_e}$$

Avec:

$$\begin{cases} F = \frac{\sigma_1 + \sigma_2}{2} L_c e : \text{Volume de contrainte.} \\ L_c = L : \text{Longueur de la section comprimée.} \end{cases}$$



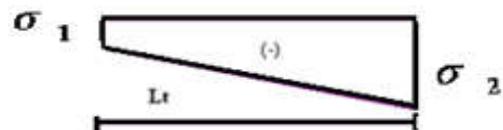
2^{ème} Cas

Si $(\sigma_1 \text{ et } \sigma_2) < 0$: la section du voile est entièrement tendue " pas de zone comprimée "

$$A_v = \frac{F}{f_e}$$

Avec:

$$\begin{cases} F = \frac{\sigma_1 + \sigma_2}{2} \times L_T \times e \\ L_T = L : \text{Longueur de la section tendue.} \end{cases}$$



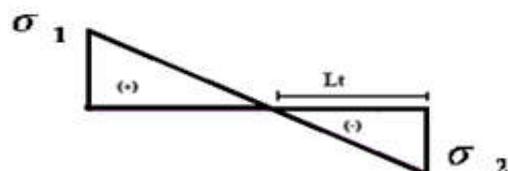
3^{ème} Cas

Si $(\sigma_1 \text{ et } \sigma_2)$ sont de signe différent, la section du voile est partiellement comprimée, donc on calcule le volume des contraintes pour la zone tendue.

$$A_v = \frac{F}{f_e}$$

Avec:

$$\begin{cases} F = \frac{\sigma_2}{2} \times e \times L_T \\ L_T = \frac{\sigma_2}{\sigma_1 + \sigma_2} L \end{cases}$$



B. Section d'armature minimale

$A_{min} = \max [B(f_{t28}/f_e) ; 0,2\%eL]$ Section entièrement tendue

$A_{min} = \max [0,23bd(f_{t28}/f_e) ; 0,2\%eL]$ Section entièrement comprimée

$A_{min} = \max [0,23bd(f_{t28}/f_e) ; 0,2\%eL_c]$ Section partiellement comprimée

Avec:

e : L'épaisseur de voile

L : Longueur de voile

C. Exemple de ferrailage détaillé

C.1 Armature verticale

Nous proposons le calcul détaillé en prenant les voile (V_{X1} ; Zone I) de ($L = 1m$; $e = 0,25m$)

C.1.1 Détermination des sollicitations

Zone	Voile	sollicitation	N^{corr}	M^{corr}	Combinaison
I	V_{X1}	N^{max}	456,75	4,034	ELU
		N^{min}	-863,36	91,769	0,8GE _y Max
		M^{max}	740,07	274,855	GQE _x Max

$B = L \times e = 1 \times 0,25 = 0,25m^2$

$I = \frac{eL^3}{12} = \frac{0,25(1)^3}{12} = 0,020833m^4$

$V = \frac{L}{2} = \frac{1}{2} = 0,5m$

1^{ier} Cas: (situation normale)

$N^{max} = 456,75KN$; $M^{corr} = 4,034KN.m$

$\sigma_1 = \frac{N}{B} + \frac{MV}{I} = \frac{456,75}{0,25} + \frac{4,034 \times 0,5}{0,020833} = 1923,82KN/m^2$

$\sigma_2 = \frac{N}{B} - \frac{MV}{I} = \frac{456,75}{0,25} - \frac{4,034 \times 0,5}{0,020833} = 1730,18KN/m^2$

(σ_1 et σ_2) > 0 : la section du voile est entièrement comprimée

Calcul des armatures verticales

$\gamma_b = 1,5$

$f_{bc} = 14,17MPa$

$L_c = L = 1m$

$F = \frac{\sigma_1 + \sigma_2}{2} L_c e = \frac{1923,82 + 1730,18}{2} \times 1 \times 0,25 = 456,75KN$

$A_{v1} = \frac{F - Bf_{bc}}{f_e} = \frac{[456,75 - 0,25(14,17) \times 10^3] \times 10}{400} = -77,14cm^2 < 0$

2^{eme} Cas: (situation accidentelle)

$$N^{min} = -863,36\text{KN} \quad ; \quad M^{corr} = 91,769\text{KN.m}$$

$$\sigma_1 = \frac{N}{B} + \frac{MV}{I} = \frac{-863,36}{0,25} + \frac{91,769 \times 0,5}{0,020833} = -1250,95\text{KN/m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N}{B} - \frac{MV}{I} = \frac{-863,36}{0,25} - \frac{91,769 \times 0,5}{0,020833} = -5655,93\text{KN/m}^2$$

$(\sigma_1 \text{ et } \sigma_2) < 0$: la section du voile est entièrement tendue

Calcul des armatures verticales

$$f_e = 400\text{MPa}$$

$$L_T = L = 1\text{m}$$

$$F = \frac{\sigma_1 + \sigma_2}{2} \times L_T \times e = \frac{1250,95 + 5655,93}{2} \times 1 \times 0,25 = 863,36\text{KN}$$

$$A_{v2} = \frac{F}{f_e} = \frac{863,36}{400} \times 10 = 21,58\text{cm}^2$$

3^{eme} Cas: (situation accidentelle)

$$M^{max} = 274,855\text{KN.m} \quad ; \quad N^{corr} = 740,07\text{KN}$$

$$\sigma_1 = \frac{N}{B} + \frac{MV}{I} = \frac{740,07}{0,25} + \frac{274,855 \times 0,5}{0,020833} = 9556,91\text{KN/m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N}{B} - \frac{MV}{I} = \frac{740,07}{0,25} - \frac{274,855 \times 0,5}{0,020833} = -3636,35\text{KN/m}^2$$

$(\sigma_1 \text{ et } \sigma_2)$ sont de signe différent, la section du voile est partiellement comprimée

Calcul des armatures verticales

$$L_T = \frac{\sigma_2}{\sigma_1 + \sigma_2} L = \frac{3636,35}{9556,91 + 3636,35} \times 1 = 0,28\text{m}$$

$$F = \frac{\sigma_2}{2} \times e \times L_T = \frac{3636,35}{2} \times 0,25 \times 0,28 = 509,09\text{KN}$$

$$A_{v3} = \frac{F}{f_e} = \frac{509,09}{400} \times 10 = 12,72\text{cm}^2$$

C.1.2 Section d'armature minimale

$$A_{min} = \max \left(0,2 \frac{eL}{100} ; 0,23 \cdot e \cdot 0,9L \frac{f_{t28}}{f_e} \right) = \max \left(0,2 \frac{25 \times 100}{100} ; 0,23(25 \times 100) \left(\frac{2,1}{400} \right) \right) = 5\text{cm}^2$$

Conclusion

$$A_v = \max (A_{v1} ; A_{v2} ; A_{v3} ; A_{min}) = 21,58\text{cm}^2$$

⇒ La section du voile est partiellement comprimée

C.2 Armatures de coutures

$$V_{u_{max}} = 87,13\text{KN}$$

$$A_{vj} = 1,1 \frac{1,4V_u}{f_e} = 1,1 \frac{1,4(87,13)}{400} \times 10 = 3,35\text{cm}^2$$

- **La section d'armature verticale adoptée**

$$A_{v_{adpt}} = 24,63\text{cm}^2 \rightarrow 16\text{T14}$$

En zone d'about: Soit 4T14

En zone courante: Soit 8T14

L'espaceur

Zone courante: $S \leq \text{Min}(1,5e ; 30\text{cm}) \Rightarrow S \leq \text{Min}(1,5(25) ; 30\text{cm}) = 30\text{cm}$

On adopte: $S = 15\text{cm}$

Zone d'about: $S' \leq \frac{S}{2} = 7,5\text{cm}$

On adopte: $S' = 10\text{cm}$

C.3 Armatures horizontales

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{D'après le BAEL91/99: } A_H = \frac{A_v}{4} = \frac{24,63}{4} = 6,16\text{cm}^2 \\ \text{D'après le RPA: } A_H = 0,15\%B = 0,15 \frac{L \cdot e}{100} = 0,15 \frac{100 \times 25}{100} = 3,75\text{cm}^2 \end{array} \right.$$

$$A_H = \max\left(\frac{A_v}{4}; 0,15 \% B\right) = 6,16\text{cm}^2$$

On adopte:

RDC ($H = 476\text{cm}$): $A_H = 11,06\text{cm}^2/\text{nappe} \rightarrow 22\text{T8}$

1^{ier} Étage - 2^{eme} Étage ($h = 408\text{cm}$): $A_H = 9,55\text{cm}^2/\text{nappe} \rightarrow 19\text{T8}$

Le premier et le dernier barre sont placé a une distance de 5cm

C.4 Armatures transversales

Les deux nappes d'armatures verticales doivent être reliées au minimum par (04) épingles au mètre carré, soit: 4Φ8

C.5 Vérification des contraintes de cisaillement:

- **Selon le [RPA99 art 7.7.2]**

$$\left\{ \begin{array}{l} V_{u_{\max}} = 87,13\text{KN} \\ e = 25\text{cm} \\ d = 0,9L = 0,9(1) = 0,9\text{m} \end{array} \right.$$

$$\tau_b = \frac{1,4V}{e \cdot d} = \frac{1,4 \times 87,13}{25 \times 0,9} \times 10^{-1} = 0,54\text{MPa}$$

$$\bar{\tau}_b = 0,2f_{c28} = 0,2 \times 25 = 5\text{MPa}$$

$$\tau_b = 0,54\text{MPa} < \bar{\tau}_b = 5\text{MPa} \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

- **Selon le BAEL**

$$\tau_u = \frac{V_u}{e \cdot d} = \frac{87,13}{25 \times 0,9} \times 10^{-1} = 0,39\text{MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min\left(0,15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}, 4\text{MPa}\right) = 2,5\text{MPa} \quad , \quad \gamma_b = 1,5$$

$$\tau_u = 0,39\text{MPa} < \bar{\tau}_u = 2,5\text{MPa} \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

C.6 Vérification à l'ELS

On doit vérifier que:

$$\sigma_{bc} = \frac{N_{ser}}{B+15.A_s} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6f_{c28} = 15\text{MPa}$$

$$N_{ser} = 335,21\text{KN}$$

$$A_s = 24,63\text{cm}^2$$

$$B = e \cdot L = 25 \times 100 = 2500\text{cm}^2$$

Alors:

$$\sigma_{bc} = \frac{N_{ser}}{B+15.A_s} = \frac{335,21}{2500+15(24,63)} \times 10 = 1,18\text{MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 1,18\text{MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15\text{MPa} \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

Les résultats de calcul pour tous les voiles sont regroupés dans les tableaux ci-après:

❖ **Sens (x - x)**

➤ **Les voiles « V_{X1} ; V_{X7} » (L = 1m; e = 0,25m)**

Tableau V-23: Détermine la nature de la section

Zone	Sollicitation	N ^{corr} [KN]	M ^{corr} [KN.m]	σ ₁ [KN/m ²]	σ ₂ [KN/m ²]	Nature	L _T [m]	L _C [m]
I	N ^{max}	456,75	4,034	1923,816	1730,184	SET	1	0
	N ^{min}	-863,36	91,769	-1250,98	-5655,90			
	M ^{max}	740,07	274,855	18861,10	-16662,26			
II	N ^{max}	320,52	31,399	2035,656	528,504	SET	1	0
	N ^{min}	-252,49	72,185	722,48	-2742,40			
	M ^{max}	159,602	117,01	4298,49	-3362,41			
III	N ^{max}	170,63	46,41	1796,36	-431,32	SET	1	0
	N ^{min}	-31,2	57,236	1248,86	-1498,46			
	M ^{max}	139,198	77,36	3650,19	-3031,31			

Tableau V-24: Résultats de ferrailage

Zone		I	II	III
Armatures verticales				
F [KN]		863,36	433,11	343,42
A_v [cm ²]		21,58	10,83	8,59
A_{min} [cm ²]		13,13	13,13	13,13
A_{vj} [cm ²]		17,58	1,06	1,61
$A_{v_{adpt}}$ [cm ²]		24,63	18,10	18,10
Zone d'about	Choix des barres	4T14	4T12	4T12
	Espacement [cm]	10	10	10
Zone courante	Choix des barres	8T14	8T12	8T12
	Espacement [cm]	15	15	15
Armatures horizontales				
A_H [cm ²]		6,16	4,53	4,53
$A_{H_{adpt}}$ /nappe [cm ²]		11,06	7,04	7,04
Choix des barres		22T8	14T8	14T8
Espacement [cm]		20	20	20

Tableau V-25: Vérification des contraintes

Zone		I	II	III
contraintes de cisaillement				
$V_{u_{max}}$ [KN]		87,13	27,44	41,88
Selon RPA99	τ_b [MPa]	0,54	0,17	0,26
	$\bar{\tau}_b$ [MPa]	5,00	5,00	5,00
Selon BAEL	τ_u [MPa]	0,39	0,12	0,19
	$\bar{\tau}_u$ [MPa]	2,5	2,5	2,5
Contrainte de compression de béton				
N_{ser} [KN]		335,21	235,09	48,79
σ_{bc} [MPa]		1,17	0,85	0,18
$\bar{\sigma}_{bc}$ [MPa]		15,00	15,00	15,00

➤ Les voiles « V_{X2} ; V_{X4} ; V_{X5} » (L = 3,3m; e = 0,25m)

Tableau V-26: Détermine la nature de la section

Zone	Sollicitation	N^{corr} [KN]	M^{corr} [KN.m]	σ_1 [KN/m ²]	σ_2 [KN/m ²]	Nature	L_T [m]	L_C [m]
I	N^{max}	2264,460	819,524	4550,913	938,687	SPC	1,12	2,18
	N^{min}	0,000	0,000	0,000	0,000			
	M^{max}	1786,360	3085,425	8965,120	-4634,550			
II	N^{max}	1355,420	135,171	1940,831	1345,036	SET	3,3	0
	N^{min}	-508,390	194,622	-187,311	-1045,149			
	M^{max}	1024,430	1323,890	4159,397	-1675,931			
III	N^{max}	771,780	177,228	1326,076	544,906	SPC	0,77	2,53
	N^{min}	-174,750	125,669	65,138	-488,775			
	M^{max}	551,830	567,677	1919,964	-582,194			

Tableau V-27: Résultats de ferrailage

Zone		I	II	III	
Armatures verticales					
F [KN]		651,494	508,390	177,910	
A_v [cm ²]		16,287	12,710	4,448	
A_{min} [cm ²]		10,877	43,313	8,966	
A_{vj} [cm ²]		4,686	4,476	6,494	
$A_{v_{adpt}}$ [cm ²]		54,29	54,29	54,29	
Zone tendue	Zone d'about	Choix des barres	8T12	8T12	8T12
		Espacement	10	10	10
	Zone courante	Choix des barres	10T12	32T12	10T12
		Espacement [cm]	15	15	15
Zone comprimée	Zone d'about	Choix des barres	8T12	-	8T12
		Espacement	10	-	10
	Zone courante	Choix des barres	22T12	-	22T12
		Espacement [cm]	15	-	15
Armatures horizontales					
A_H [cm ²]		13,57	13,57	13,57	
$A_{H_{adpt}}$ /nappe [cm ²]		11,06	7,04	7,04	
Choix des barres		22T8	14T8	14T8	
Espacement [cm]		20	20	20	

Tableau V-28: Vérification des contraintes

Zone		I	II	III
contraintes de cisaillement				
$V_{u_{max}}$ [KN]		121,72	116,27	168,67
Selon RPA99	τ_b [MPa]	0,230	0,219	0,318
	$\bar{\tau}_b$ [MPa]	5,00	5,00	5,00
Selon BAEL	τ_u [MPa]	2,03	0,12	0,19
	$\bar{\tau}_u$ [MPa]	2,5	2,5	2,5
Contrainte de compression de béton				
N_{ser} [KN]		182,203	134,501	228,446
σ_{bc} [MPa]		0,207	0,150	0,254
$\bar{\sigma}_{bc}$ [MPa]		15,00	15,00	15,00

➤ Les voiles « V_{X3} ; V_{X6} » ($L = 3,2\text{m}$; $e = 0,25\text{m}$)

Tableau V-29: Détermine la nature de la section

Zone	Sollicitation	N^{corr} [KN]	M^{corr} [KN.m]	σ_1 [KN/m ²]	σ_2 [KN/m ²]	Nature	L_T [m]	L_C [m]
I	N^{max}	2981,16	7,08	3743,04	3709,86	SPC	2,26	0,94
	N^{min}	-533,64	693,231	957,71	-2291,81			
	M^{max}	2676,03	2595,27	9427,70	-2737,63			
II	N^{max}	2216,83	83,937	2967,76	2574,31	SPC	2,94	0,26
	N^{min}	-339,82	215,995	81,46	-931,01			
	M^{max}	1809,29	1044,684	4710,09	-186,87			
III	N^{max}	1256,1	65,009	1722,49	1417,76	SPC	2,82	0,38
	N^{min}	-192,96	134,653	74,39	-556,79			
	M^{max}	620,18	473,794	1885,68	-335,23			

Tableau V-30: Résultats de ferrailage

Zone		I	II	III	
Armatures verticales					
F [KN]		646,544	342,442	196,467	
A_v [cm ²]		16,164	8,561	4,912	
A_{min} [cm ²]		8,694	8,694	8,694	
A_{vj} [cm ²]		2,011	4,955	6,548	
$A_{v\text{adpt}}$ [cm ²]		40,72	40,72	40,72	
Zone tendue	Zone d'about	Choix des barres	6T12	6T12	6T12
		Espacement [cm]	15	15	15
	Zone courante	Choix des barres	20T12	20T12	20T12
		Espacement	20	20	20
Zone comprimée		Choix des barres	12T10	2T12	2T12
		Espacement [cm]	15	15	15
Armatures horizontales					
A_H [cm ²]		12	12	12	
$A_{H\text{adpt}}$ /nappe [cm ²]		11,06	7,04	7,04	
Choix des barres		22T8	14T8	14T8	
Espacement [cm]		20	20	20	

Tableau V-31: Vérification des contraintes

Zone		I	II	III
contraintes de cisaillement				
$V_{u\text{max}}$ [KN]		52,230	128,710	170,080
Selon RPA99	τ_b [MPa]	0,102	0,250	0,331
	$\bar{\tau}_b$ [MPa]	5,00	5,00	5,00
Selon BAEL	τ_u [MPa]	0,073	0,179	0,236
	$\bar{\tau}_u$ [MPa]	2,5	2,5	2,5
Contrainte de compression de béton				
N_{ser} [KN]		117,506	117,283	176,529
σ_{bc} [MPa]		0,137	0,134	0,202
$\bar{\sigma}_{bc}$ [MPa]		15,00	15,00	15,00

❖ Sens (y - y)

Les voiles « V_{Y1} ; V_{Y3} » (L = 4,5m; e = 0,25m)

Tableau V-32: Détermine la nature de la section

Zone	Sollicitation	N^{corr} [KN]	M^{corr} [KN.m]	σ_1 [KN/m ²]	σ_2 [KN/m ²]	Nature	L_T [m]	L_C [m]
I	N^{max}	2307,35	1507,217	3837,31	264,65	SPC	2,05	2,45
	N^{min}	-787,79	391,844	-235,85	-1164,67			
	M^{max}	769,01	6515,309	8405,41	-7038,28			
II	N^{max}	1597,82	2100,876	3910,21	-1069,64	SPC	3,74	0,76
	N^{min}	-575,82	694,271	311,00	-1334,68			
	M^{max}	1359,44	2523,75	4199,51	-1782,72			
III	N^{max}	870,27	753,828	1667,00	-119,85	SPC	3,65	0,85
	N^{min}	-306,76	902,882	797,41	-1342,76			
	M^{max}	170,69	971,96	1303,68	-1000,23			

Tableau V-33: Résultats de ferrailage

Zone		I	II	III	
Armatures verticales					
F [KN]		1804,284	608,880	473,883	
A_v [cm ²]		45,107	15,222	11,847	
A_{min} [cm ²]		12,246	12,226	12,226	
A_{vj} [cm ²]		1,771	2,415	1,771	
$A_{v_{adpt}}$ [cm ²]		77,66	56,55	56,55	
Zone tendue	Zone d'about	Choix des barres	8T16	8T12	8T12
		Espacement [cm]	15	15	15
	Zone courante	Choix des barres	16T16	32T12	32T12
		Espacement [cm]	20	20	20
Zone comprimée	Zone d'about	Choix des barres	8T12	8T12	8T12
		Espacement [cm]	14	15	15
	Zone courante	Choix des barres	18T12	2T12	2T12
		Espacement [cm]	20	20	20
Armatures horizontales					
A_H [cm ²]		19,42	16,88	16,88	
$A_{H_{adpt}}$ /nappe [cm ²]		11,06	7,04	7,04	
Choix des barres		22T8	14T8	14T8	
Espacement [cm]		20	20	20	

Tableau V-34: Vérification des contraintes

Zone		I	II	III
contraintes de cisaillement				
$V_{u,max}$ [KN]		46,010	62,730	73,970
Selon RPA99	τ_b [MPa]	0,087	0,102	0,331
	$\bar{\tau}_b$ [MPa]	5,00	5,00	5,00
Selon BAEL	τ_u [MPa]	0,045	0,062	0,073
	$\bar{\tau}_u$ [MPa]	2,5	2,5	2,5
Contrainte de compression de béton				
N_{ser} [KN]		93,877	81,123	105,690
σ_{bc} [MPa]		0,078	0,068	0,089
$\bar{\sigma}_{bc}$ [MPa]		15,00	15,00	15,00

Le voile « V_{Y2} » ($L = 2,1m$; $e = 0,25m$)

Tableau V-35: Détermine la nature de la section

Zone	Sollicitation	N^{corr} [KN]	M^{corr} [KN.m]	σ_1 [KN/m ²]	σ_2 [KN/m ²]	Nature	L_T [m]	L_C [m]
I	N^{max}	2003,41	520,093	6646,46	985,58	SET	2,1	0
	N^{min}	-1207,58	145,635	-1507,58	-3092,72			
	M^{max}	109,550	1140,053	6413,037	-5995,703			
II	N^{max}	1058,27	152,049	2843,23	1188,27	SET	2,1	0
	N^{min}	-543,73	110,481	-434,42	-1636,93			
	M^{max}	709,580	421,907	3647,673	-944,512			
III	N^{max}	480,25	274,249	2407,27	-577,75	SPC	1,28	0,82
	N^{min}	-214,83	346,281	1475,32	-2293,72			
	M^{max}	51,660	349,031	1997,888	-1801,088			

Tableau V-36: Résultats de ferrailage

Zone		I	II	III	
Armatures verticales					
F [KN]		1207,580	543,730	366,420	
A_v [cm ²]		30,190	13,593	9,161	
A_{min} [cm ²]		27,563	27,563	5,705	
A_{vj} [cm ²]		0,284	0,201	0,309	
$A_{v_{adpt}}$ [cm ²]		36,19	36,19	36,19	
Zone tendue	Zone d'about	Choix des barres	6T12	6T12	6T12
		Espacement [cm]	10	10	10
	Zone courante	Choix des barres	20T12	20T12	20T12
		Espacement [cm]	15	15	15
Armatures horizontales					
A_H [cm ²]		9,05	9,05	9,05	
$A_{H_{adpt}}$ /nappe [cm ²]		11,06	7,04	7,04	
Choix des barres		22T8	14T8	14T8	
Espacement [cm]		20	20	20	

Tableau V-37: Vérification des contraintes

Zone		I	II	III
contraintes de cisaillement				
$V_{u_{max}}$ [KN]		7,3800	5,2300	8,0300
Selon RPA99	τ_b [MPa]	0,0219	0,0155	0,0238
	$\bar{\tau}_b$ [MPa]	5,00	5,00	5,00
Selon BAEL	τ_u [MPa]	0,0156	0,0111	0,0170
	$\bar{\tau}_u$ [MPa]	2,5	2,5	2,5
Contrainte de compression de béton				
N_{ser} [KN]		18,7890	9,6320	10,5420
σ_{bc} [MPa]		0,0328	0,0162	0,0178
$\bar{\sigma}_{bc}$ [MPa]		15,00	15,00	15,00

Le voile « V_{Y4} » ($L = 4,2\text{m}$; $e = 0,25\text{m}$)

Tableau V-38: Résultats de ferrailage

Zone		I	II	III	
Armatures verticales					
F [KN]		1450,836	409,412	74,413	
A_v [cm ²]		36,271	10,235	1,860	
A_{min} [cm ²]		11,776	13,257	15,427	
A_{vj} [cm ²]		1,374	2,498	3,370	
$A_{v_{adpt}}$ [cm ²]		74,58	55,57	55,57	
L_T [m]		1,84	1,56	1,11	
L_C [m]		2,36	2,64	3,09	
Zone tendue	Zone d'about	Choix des barres	8T16	8T14	8T12
		Espacement [cm]	15	15	15
	Zone courante	Choix des barres	14T14	10T12	6T12
		Espacement [cm]	20	20	20
Zone comprimée	Zone d'about	Choix des barres	16T14	8T12	8T12
		Espacement [cm]	15	15	15
	Zone courante	Choix des barres	8T14	20T12	24T12
		Espacement [cm]	20	20	20
Armatures horizontales					
A_H [cm ²]		18,65	15,75	15,75	
$A_{H_{adpt}}$ /nappe [cm ²]		11,06	7,04	7,04	
Choix des barres		22T8	14T8	14T8	
Espacement		20	20	20	

V.2.3.4 Schéma deferrailage de svoiles « V_{X1} »

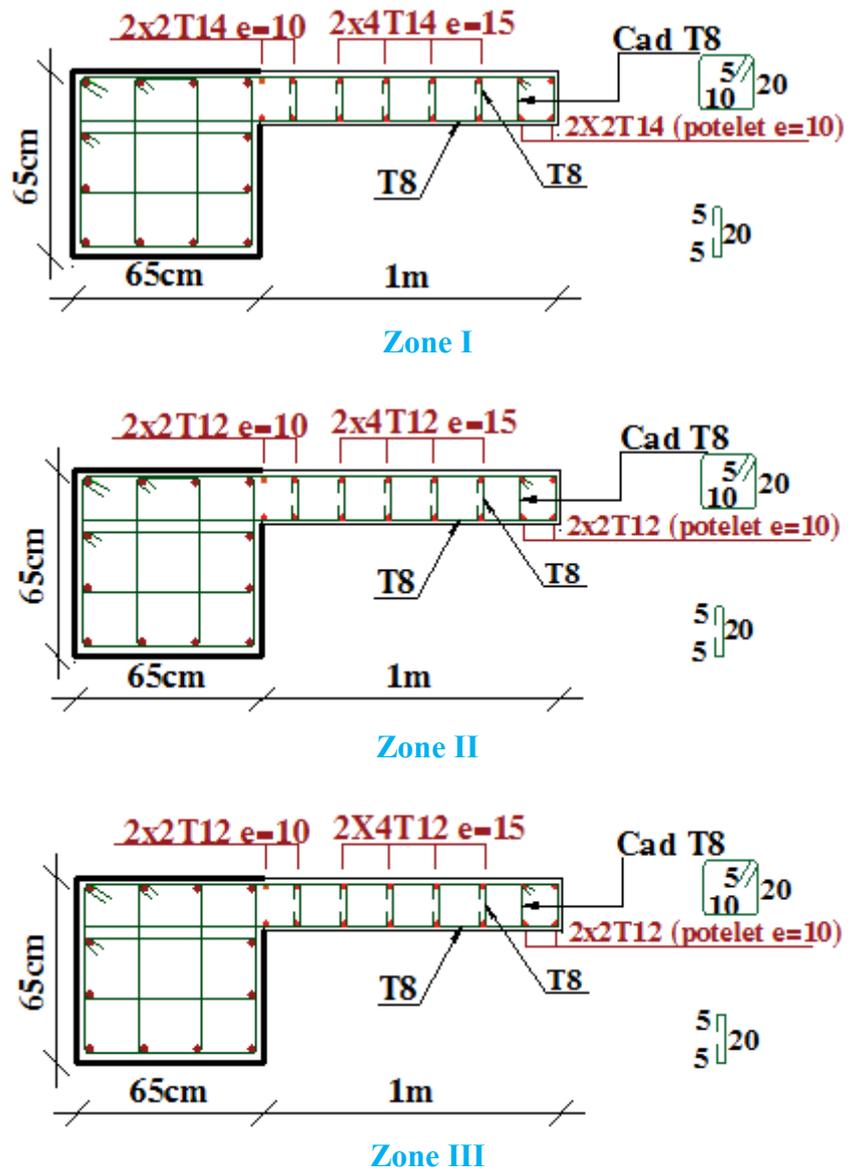


Figure V-16: Le ferrailage de voile.

V.3 Bloc « D »

V.3.1 Ferrailage des poteaux

Tableau V-39: Sollicitations les plus défavorables dans les poteaux

Zone	Niv	Section	sollicitation	N^{corr}	M^{corr}	poteau	Comb
I	RDC	(65×65)	N^{max}	3552,88	-99,92	C7	GQE_x Min
			N^{min}	-2732,41	17,22	C1	$0,8GE_x$ Max
			M^{max}	-2448,62	99,96	C7	GQE_x Max
II	1	(60×60)	N^{max}	2551,93	-57,56	C7	GQE_x Min
			N^{min}	-1904,96	19,58	C1	$0,8GE_x$ Max
			M^{max}	52,48	105,45	C15	GQE_y Max
III	2	(55×55)	N^{max}	2010,91	-31,48	C10	ELU
			N^{min}	-1157,36	22,18	C1	$0,8GE_x$ Max
			M^{max}	30,95	104,82	C15	GQE_y Max
IV	3	(55×55)	N^{max}	1701,29	-14,63	C10	ELU
			N^{min}	-704,52	30,82	C1	$0,8GE_x$ Max
			M^{max}	45,76	135,81	C15	GQE_y Max
V	4 et 5	(50×50)	N^{max}	1407,59	-15,15	C10	ELU
			N^{min}	-401,96	26,70	C1	$0,8GE_x$ Max
			M^{max}	88,2	119,67	C15	GQE_y Max
VI	6 et 7	(45×45)	N^{max}	842,21	-14,84	C10	ELU
			N^{min}	-96,7	25,23	C1	$0,8GE_x$ Max
			M^{max}	91,88	98,66	C15	GQE_y Max
VII	8	(40×40)	N^{max}	163,53	85,85	C11	GQE_y Max
			N^{min}	-39,33	34,08	C1	$0,8GE_x$ Max
			M^{max}	163,53	85,85	C11	GQE_y Max

❖ Les résultats de ferrailage sont résumés dans les tableaux suivants

Tableau V-40: Tableau récapitulatif de calcul de ferrailage longitudinal des poteaux

Zone	A_{cal} [cm ²]	$A_{min,BAEL}$ [cm ²]	$A_{min,RPA}$ [cm ²]	A_s [cm ²]	A_{adop} [cm ²]	Nature de la section	ferrailage
I	38,96	10,4	33,8	38,96	42,22	ET	12T20 + 4T12
II	24,85	9,6	28,8	28,8	37,7	ET	12T20
III	15,79	8,8	24,2	24,2	24,89	ET	4T20+8T14
IV	10,64	8,8	24,2	24,2	24,88	ET	4T20+8T14
V	6,83	8	20	20	20,36	ET	4T16+8T14
VI	5,45	7,2	16,2	16,2	18,47	PT	12T14
VII	4,59	6,4	12,8	12,8	13,57	PT	12T12

Tableau V-41: Longueur de recouvrement et la longueur de la zone nodale

Zone	$\Phi_{l_{max}}$ [cm]	L_r [cm]	h_e [cm]	b_1 [cm]	h_1 [cm]	h' [cm]
I	2	80	374	65	65	65
II	2	80	408	60	60	70
III	2	80	408	55	55	70
IV	2	80	306	55	55	60
V	1,6	65	306	50	50	60
VI	1,4	55	306	45	45	60
VII	1,2	50	306	40	40	60

Tableau V-42: Les armatures transversales

Zone	I	II	III	IV	V	VI	VII
Φ_t [mm]	8	8	8	8	8	8	8
$A_{t_{adop}}$ [cm ²]	3,02	3,02	3,02	3,52	3,02	3,02	3,02
Choix des barres	6T8	6T8	6T8	7T8	6T8	6T8	6T8
t [cm]	10	10	10	10	10	10	10
$A'_{t_{adop}}$	3,02	3,02	3,02	3,02	3,02	3,02	3,02
Choix des barres	6T8						
t' [cm]	15	15	15	10	10	15	15

Tableau V-43: Vérification des contraintes à l'ELU

Zone	V_u [KN]	b [cm]	d [cm]	Contrainte de cisaillement			Contrainte d'adhérence des barres		
				τ_u [MPa]	$\bar{\tau}_u$ [MPa]	OBS	τ_{se} [MPa]	$\tau_{se,u}$ [MPa]	OBS
I	19,44	65	58,5	0,0511	3,33	CV	0,0367	3,15	CV
II	29	60	54	0,0895	3,33	CV	0,0648	3,15	CV
III	24,06	55	49,5	0,0884	3,33	CV	0,0806	3,15	CV
IV	43,08	55	49,5	0,1582	3,33	CV	0,1237	3,15	CV
V	45,39	50	45	0,2017	3,33	CV	0,1825	3,15	CV
VI	43,39	45	40,5	0,2381	3,33	CV	0,2132	3,15	CV
VII	50,06	40	36	0,3476	3,33	CV	0,2914	3,15	CV

Tableau V-44: Vérification des contraintes à l'ELS

Zone	Section	N_U [KN]	N_{ser} [KN]	M_{ser} [KN.m]	A_{adop} [cm ²]	σ_{inf} [MPa]	σ_{sup} [MPa]
I	(65×65)	2667,52	1936,14	29,275	42,22	2,5	5,82
II	(60×60)	2312,49	1678,79	39,516	37,7	2,35	6,25
III	(55×55)	2010,91	1461,5	35,652	24,89	2,37	6,65
IV	(55×55)	1701,29	1236,62	46,724	24,88	1,58	6,15
V	(50×50)	1407,59	1023,43	48,539	20,36	1,12	6,71
VI	(45×45)	842,21	613,21	47,917	18,47	0	6,23
VII	(40×40)	297,14	217,89	50,001	13,57	0	6,32

V.3.1.1 Schéma de ferrailage des poteaux

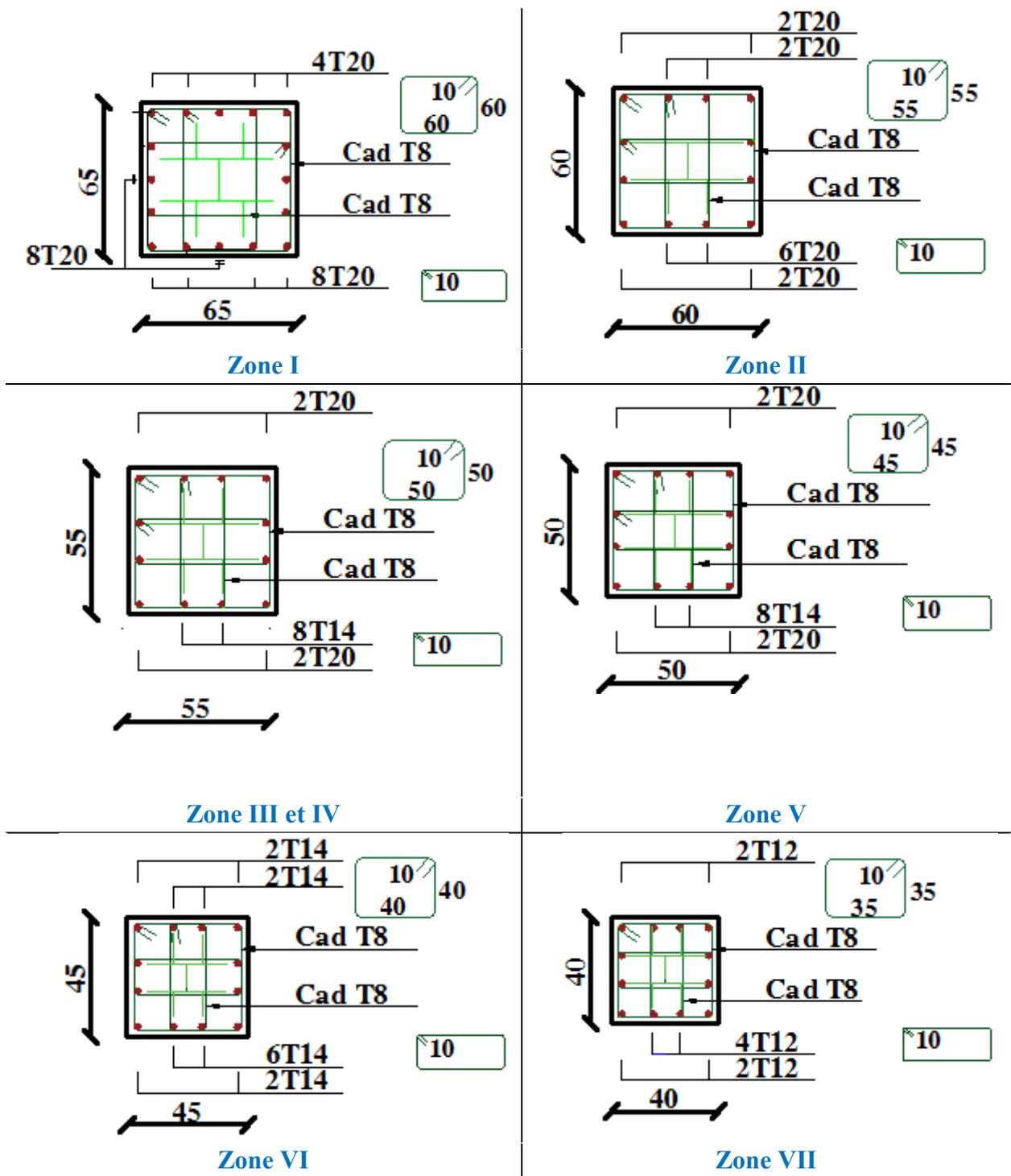


Figure V-17: Schéma de ferrailage des poteaux

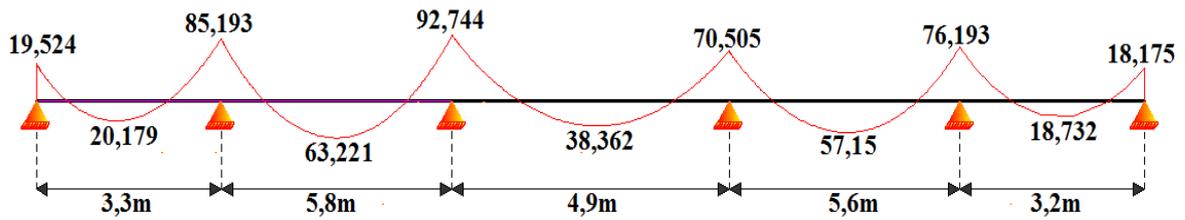


Figure V-21: diagramme des moments à l'ELS

A.1 Poutre principales liées aux voiles

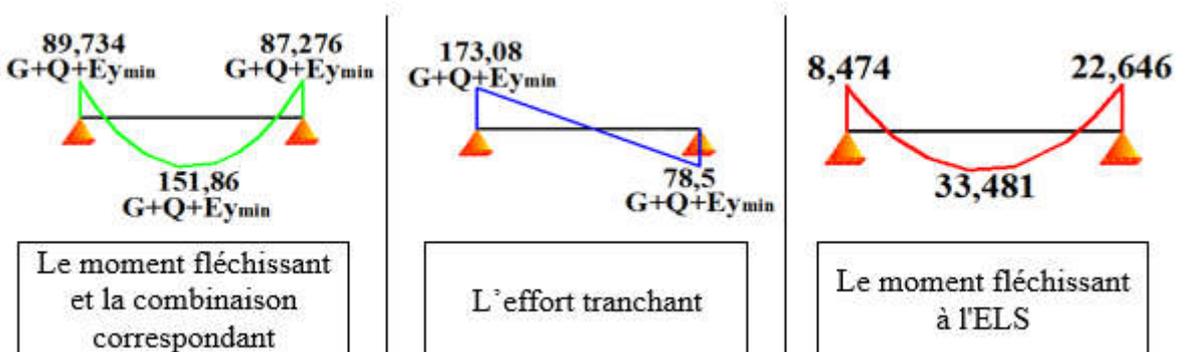


Figure V-22: les sollicitations les plus défavorables dans les poutres liées aux voiles

B. Poutre secondaires

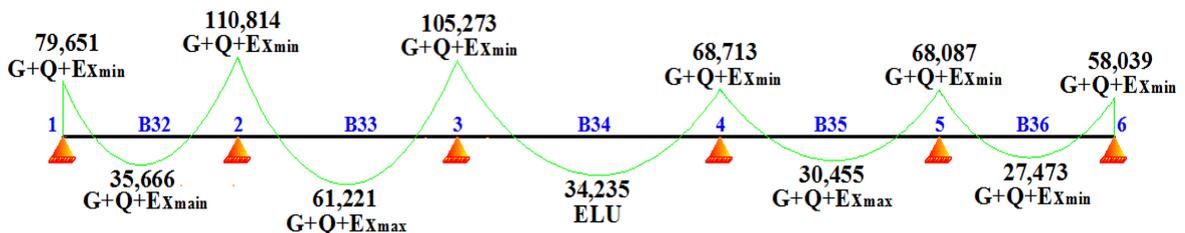


Figure V-23: diagramme des moments et les combinaisons correspondants

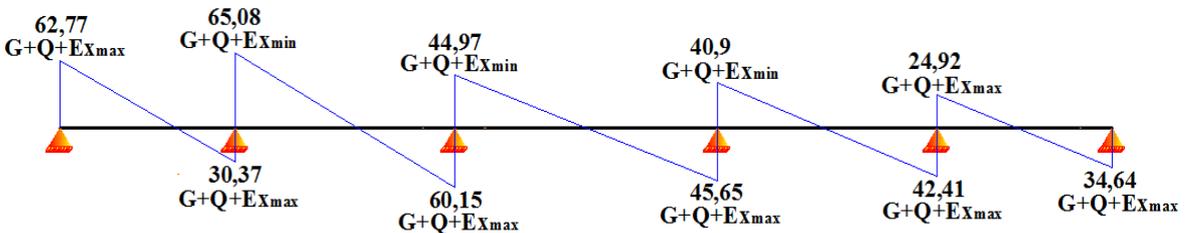


Figure V-24: diagramme des efforts tranchants et les combinaisons correspondants

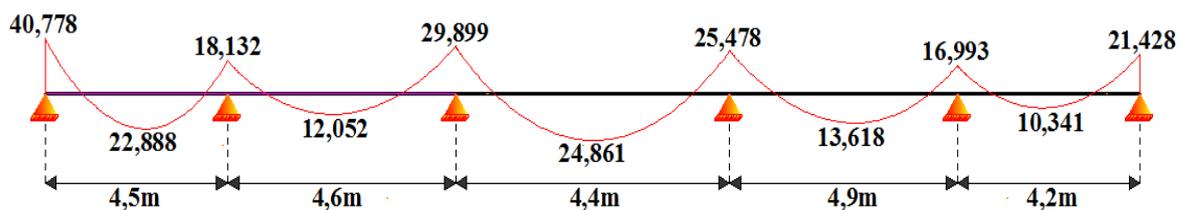


Figure V-25: diagramme des moments à l'ELS

B.1 Poutre secondaires liées aux voiles

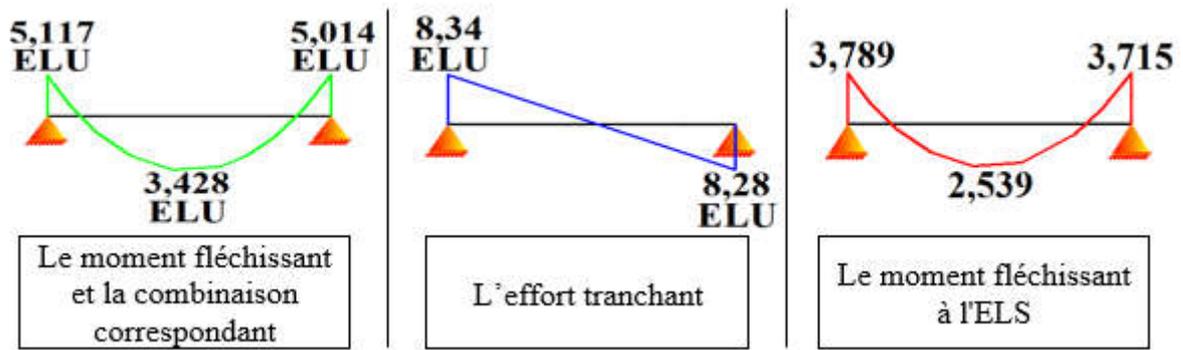


Figure V-26: les sollicitations les plus défavorables dans les poutres liées aux voiles

V.3.2.1 Résultats de ferrailage

A. Poutres principales

Tableau V-45: Ferrailage à l'ELU.

En travée			Sur appuis		
Travée	A_{adpt} [cm ²]	Choix des barres	Appuis	A_{adpt} [cm ²]	Choix des barres
B21	6,03	3T16	1	6,03	3T16
B20	10,65	3T16 + 3T14	2	14,67	5T16 + 3T14
B19	6,03	3T16	3	16,08	8T16
B18	10,65	3T16 + 3T14	4	12,06	6T16
B17	6,03	3T16	5	12,06	6T16
-	-	-	6	9,11	3T16 + 3T14

Tableau V-46: Longueur de recouvrement et de la zone nodale.

Travée	B21	B20	B19	B18	B17			
l' [cm]	36,5	301,5	231	286	60			
l_r [cm]	65	65	65	65	65			
Appuis	1	2	3	4	5	6		
l [cm]	80	G	D	G	D	G	D	80
		138,5	138,5	110	110	104	104	
l_r [cm]	65	65	65	65	65	65		

Tableau V-47: Les armatures transversales

Travée	B21	B20	B19	B18	B17	
A_{tadpt} [cm ²]	2,01	2,01	2,01	2,01	2,01	
S_t [cm]	15	15	15	15	15	
Choix des barres	4T8	4T8	4T8	4T8	4T8	
Appuis	1	2	3	4	5	6
A_{tadpt} [cm ²]	2,01	2,01	2,01	2,01	2,01	2,01
S_t [cm]	10	10	10	10	10	10
Choix des barres	4T8	4T8	4T8	4T8	4T8	4T8

A.1 Poutres principales liées aux voiles

Tableau V-48: Résultats de ferrailage

	Travée	appuis	
		1	2
Armature longitudinale			
A_{adpt} [cm ²]	12,06	9,11	9,11
Choix des barres	6T16	3T16 + 2T14	3T16 + 2T14
l_r [cm]	65	65	65
Armatures transversale			
$A_{t_{adpt}}$ [cm ²]	2,01	2,01	2,01
Choix des barres	4T8	4T8	4T8
S_t [cm]	15	10	10

B. Poutres secondaires

Tableau V-49: Résultats de ferrailage.

En travée			Sur appuis		
Travée	A_{adpt} [cm ²]	Choix des barres	Appuis	A_{adpt} [cm ²]	Choix des barres
B32	4,62	3T14	1	7,7	5T14
B33	4,62	3T14	2	9,24	6T14
B34	4,62	3T14	3	9,24	6T14
B35	4,62	3T14	4	7,7	5T14
B36	4,62	3T14	5	7,7	5T14
-	-	-	6	4,62	3T14

Tableau V-50: Dispositions constructives

Travée	B32	B33	B34	B35	B36			
l' [cm]	188,7	228,2	241	236,5	173,75			
l_r [cm]	60	60	60	60	60			
Appuis	1	2	3	4	5	6		
l [cm]	97,5	G	D	G	D	G	D	80
		103,8	103,8	83	83	86	86	
l_r [cm]	60	60	60	60	60	60		

Tableau V-51: Les armatures transversales

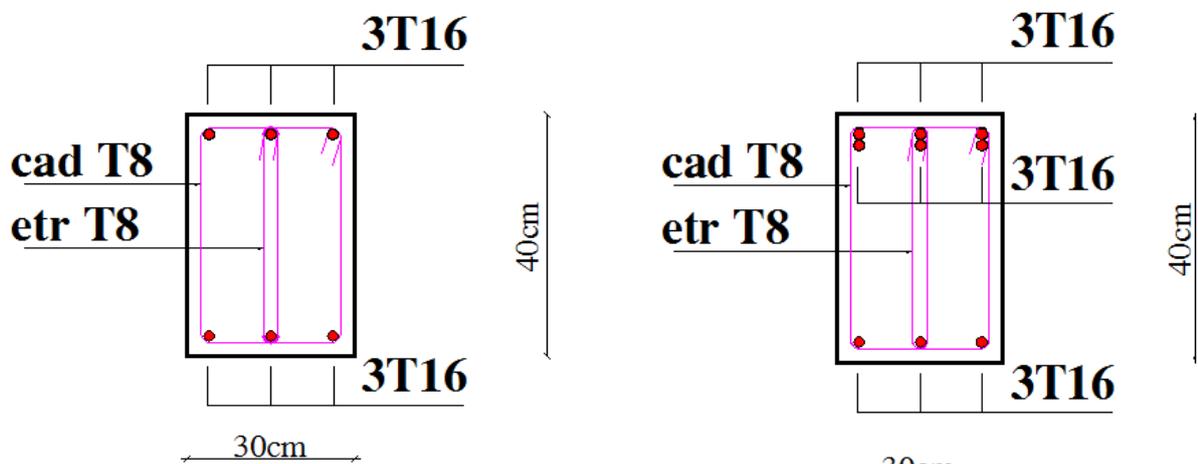
Travée	B32	B33	B34	B35	B36	
$A_{t_{adpt}}$ [cm ²]	2,01	2,01	2,01	2,01	2,01	
S_t [cm]	15	15	15	15	15	
Choix des barres	4T8	4T8	4T8	4T8	4T8	
Appuis	1	2	3	4	5	6
$A_{t_{adpt}}$ [cm ²]	2,01	2,01	2,01	2,01	2,01	2,01
S_t [cm]	10	10	10	10	10	10
Choix des barres	4T8	4T8	4T8	4T8	4T8	4T8

B.1 Poutres secondaires liées aux voiles

Tableau V-52: Résultats de ferrailage

	Travée	appuis	
		1	2
Armature longitudinale			
A_{adpt} [cm ²]	4,62	4,62	4,62
Choix des barres	3T14	3T14	3T14
l_r [cm]	60	60	60
Armatures transversale			
A_{tadpt} [cm ²]	2,01	2,01	2,01
Choix des barres	4T8	4T8	4T8
S_t [cm]	15	10	10

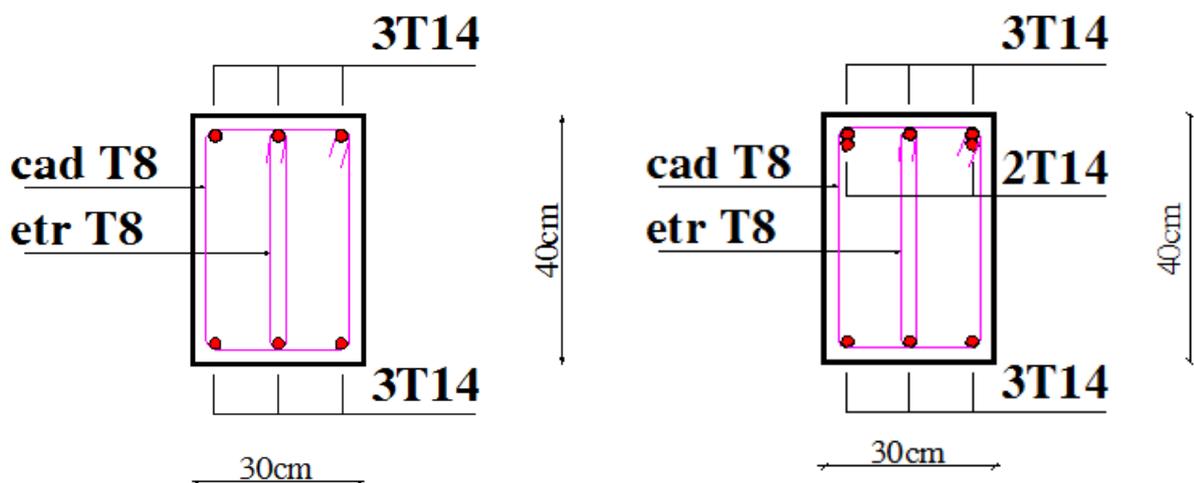
V.3.2.2 Schéma de ferrailage des poutres



Travée B21

Appuis 5

Figure V-27: Exemple de schéma de ferrailage des poutre principales



Travée B32

Appuis 1

Figure V-28: Exemple de schéma de ferrailage des poutres secondaires

Ferrailage des voiles

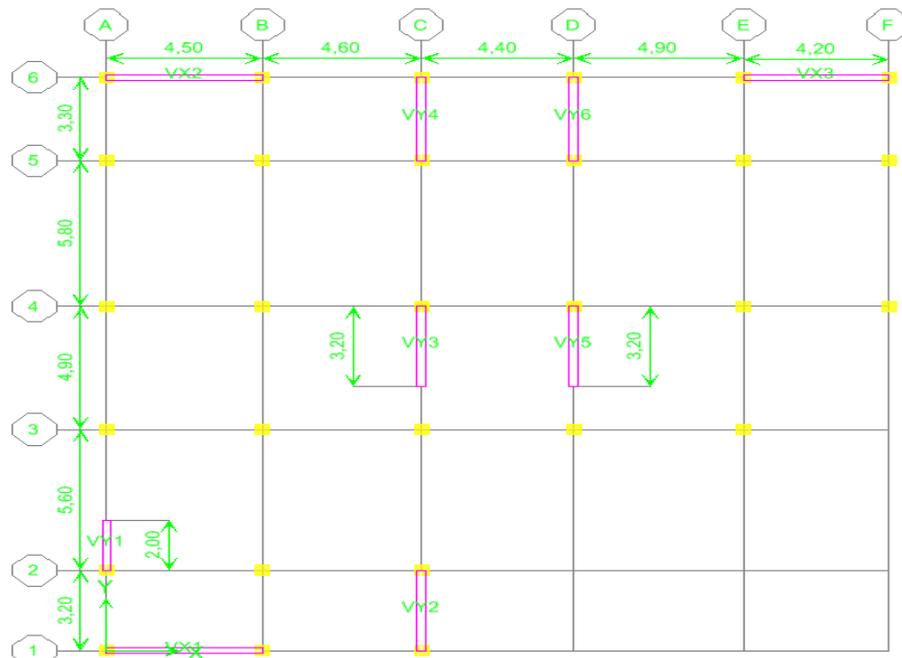


Figure V-29:Schéma d'emplacement des voiles

Tableau V-53: Résultats de ferrailage des voiles « V_{X1} ; V_{X2} » (L = 4,5m; e = 0,25m)

Zone			I	II	III
Armatures verticales					
F [KN]			2280,667	865,899	262,982
A_v [cm ²]			57,017	21,647	6,575
A_{min} [cm ²]			12,522	13,267	13,633
A_{vj} [cm ²]			1,541	1,671	2,279
$A_{v_{adpt}}$ [cm ²]			115,74	90,04	74,65
L_T [m]			2,00	1,85	1,77
L_C [m]			2,50	2,65	2,73
Zone tendue	Zone d'about	Choix des barres	10T16	10T14	10T12
		Espacement [cm]	10	10	10
	Zone courante	Choix des barres	20T16	14T12	14T12
		Espacement [cm]	15	15	15
Zone comprimée	Zone d'about	Choix des barres	10T14	10T12	10T12
		Espacement [cm]	10	10	10
	Zone courante	Choix des barres	26T14	32T12	32T12
		Espacement [cm]	15	15	15
Armatures horizontales					
A_H [cm ²]			28,94	22,51	18,73
$A_{H_{adpt}}$ /nappe [cm ²]			19,64	14,14	14,14
Choix des barres			25T10	18T10	18T10
Espacement [cm]			15	15	15

Tableau V-54: Résultats de ferrailage de voile « V_{X3} » (L = 4,2m; e = 0,25m)

Zone			I	II	III
Armatures verticales					
F [KN]			901,158	307,622	67,152
A_v [cm ²]			22,529	7,691	1,679
A_{min} [cm ²]			12,653	13,798	15,473
A_{vj} [cm ²]			1,625	2,585	3,420
$A_{v_{adpt}}$ [cm ²]			56,54	56,54	56,54
L_T [m]			1,67	1,44	1,11
L_C [m]			2,53	2,76	3,09
Zone tendue	Zone d'about	Choix des barres	8T12	8T12	8T12
		Espacement [cm]	15	15	15
	Zone courante	Choix des barres	12T12	12T12	12T12
		Espacement [cm]	20	20	20
Zone comprimée	Zone d'about	Choix des barres	8T12	8T12	8T12
		Espacement [cm]	15	15	15
	Zone courante	Choix des barres	18T12	18T12	18T12
		Espacement [cm]	20	20	20
Armatures horizontales					
A_H [cm ²]			15,75	15,75	15,75
$A_{H_{adpt}}$ /nappe [cm ²]			9,05	7,04	7,04
Choix des barres			18T8	14T8	14T8
Espacement [cm]			20	20	20

Tableau V-55: Résultats de ferrailage de voile « V_{Y1} » (L = 2m; e = 0,25m)

Zone			I	II	III
Armatures verticales					
F [KN]			314,158	12,283	169,045
A_v [cm ²]			7,854	0,307	4,226
A_{min} [cm ²]			5,434	8,971	5,454
A_{vj} [cm ²]			1,633	1,262	1,689
$A_{v_{adpt}}$ [cm ²]			27,14	27,14	27,14
L_T [m]			1,44	0,21	0,91
L_C [m]			0,56	1,79	1,09
Zone d'about	Choix des barres		6T12	6T12	T12
	Espacement [cm]		15	15	15
Zone courante	Choix des barres		12T12	12T12	12T12
	Espacement [cm]		20	20	20
Armatures horizontales					
A_H [cm ²]			7,5	7,5	7,5
$A_{H_{adpt}}$ /nappe [cm ²]			9,05	7,04	7,04
Choix des barres			18T8	14T8	14T8
Espacement [cm]			20	20	20

Tableau V-56: Résultats de ferrailage de voile « V_{Y2} ; V_{Y3} ; V_{Y5} » (L = 3,2m; e = 0,25m)

Zone			I	II	III
Armatures verticales					
F [KN]			686,887	157,655	1235,420
A_v [cm ²]			17,172	3,941	0
A_{min} [cm ²]			10,070	11,637	16,000
A_{vj} [cm ²]			2,961	3,822	5,792
$A_{v_{adpt}}$ [cm ²]			40,72	40,72	40,72
L _T [m]			1,19	0,87	0
L _C [m]			2,01	2,33	3,2
Zone tendue	Zone d'about	Choix des barres	6T12	6T12	–
		Espacement [cm]	15	15	–
	Zone courante	Choix des barres	8T12	8T12	–
		Espacement [cm]	20	20	–
Zone comprimée	Zone d'about	Choix des barres	6T12	6T12	6T12
		Espacement [cm]	15	15	15
	Zone courante	Choix des barres	16T12	16T12	24T12
		Espacement [cm]	20	20	20
Armatures horizontales					
A_H [cm ²]			12	12	12
$A_{H_{adpt}}$ /nappe [cm ²]			9,05	7,04	7,04
Choix des barres			18T8	14T8	14T8
Espacement [cm]			20	20	20

Tableau V-57: Résultats de ferrailage de voile « V_{Y4} ; V_{Y6} » (L = 3,3m; e = 0,25m)

Zone			I	II	III
Armatures verticales					
F [KN]			698,452	218,242	45,534
A_v [cm ²]			17,461	5,456	1,138
A_{min} [cm ²]			10,437	11,474	12,886
A_{vj} [cm ²]			3,652	3,957	6,997
$A_{v_{adpt}}$ [cm ²]			40,72	40,72	40,72
L _T [m]			1,21	1,01	0,72
L _C [m]			2,09	2,29	2,58
Zone tendue	Zone d'about	Choix des barres	6T12	6T12	6T12
		Espacement [cm]	15	15	15
	Zone courante	Choix des barres	8T12	8T12	8T12
		Espacement [cm]	20	20	20
Zone comprimée	Zone d'about	Choix des barres	6T12	6T12	6T12
		Espacement [cm]	15	15	15
	Zone courante	Choix des barres	16T12	16T12	16T12
		Espacement [cm]	20	20	20
Armatures horizontales					
A_H [cm ²]			12,38	12,38	12,38
$A_{H_{adpt}}$ /nappe [cm ²]			9,05	7,04	7,04
Choix des barres			18T8	14T8	14T8
Espacement [cm]			20	20	20

V.3.2.3 Schéma de Ferrailage des voiles

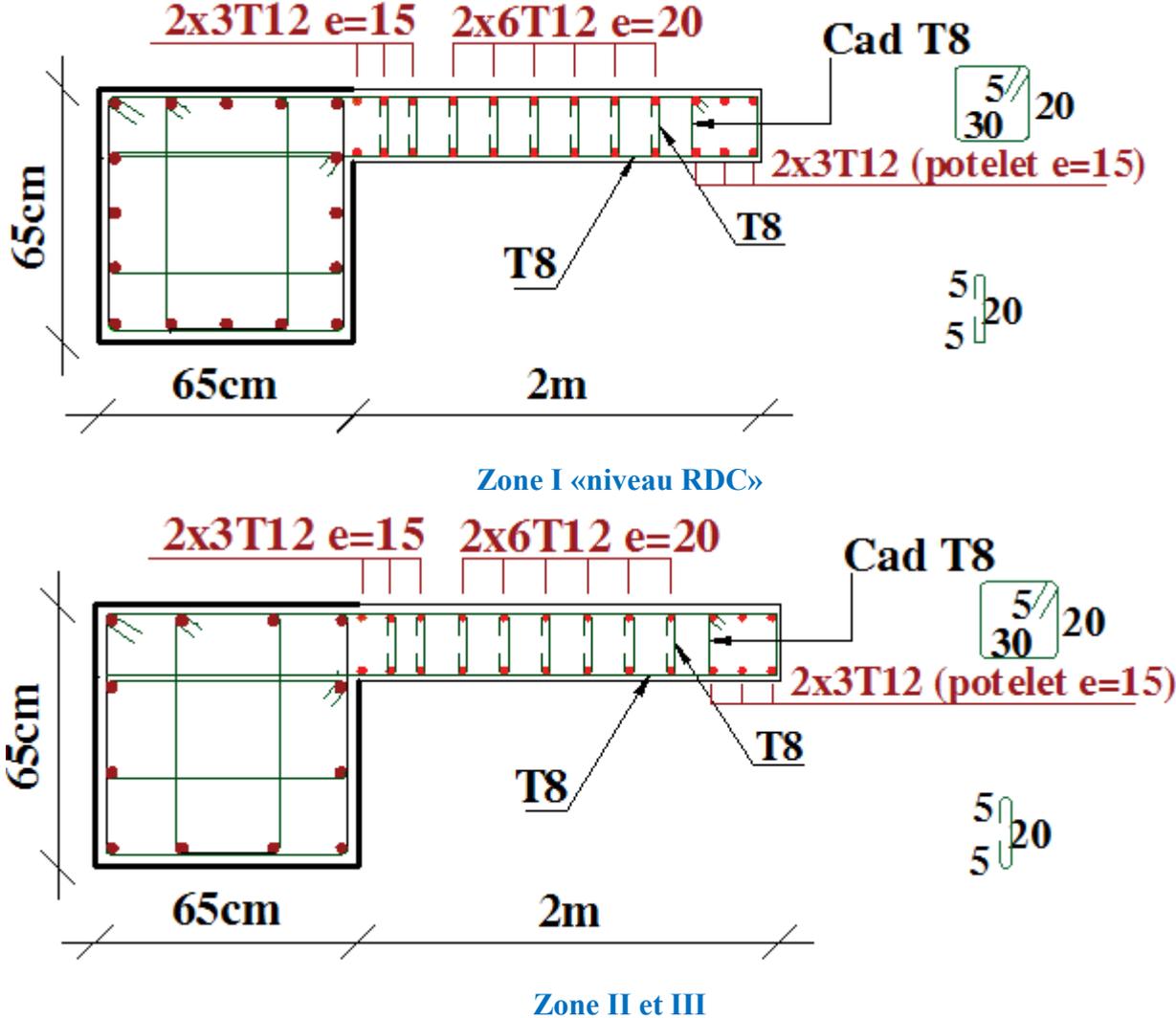


Figure V-30: schéma de ferrailage de voile V_{Y1}

CHAPITRE VI

Etude de L'infrastructure

Chapitre VI : Etude de L'infrastructure

VI.1 Introduction

Les fondations d'une construction sont constituées par la partie de l'ouvrage qui sont en contact avec le sol auquel elles transmettent les charges de la superstructure ; elles constituent donc la partie essentielle de l'ouvrage puisque de leurs bonnes conceptions et réalisations découle la bonne tenue de l'ensemble.

Les éléments de fondation transmettent les charges au sol soit directement (cas des semelles reposant sur le sol ou cas des radiers) ; soit par l'intermédiaire d'autres organes (cas des semelles sur pieux par exemple).

A. Différents types des fondations

Il existe quatre catégories de fondations:

- ❖ **Les fondations superficielles:** lorsque les couches de terrain capables de supporter l'ouvrage, sont à faible profondeur (semelles isolées sous poteau semelles filantes sous mur radier).
- ❖ **Les fondations profondes:** lorsque les couches de terrain capables de supporter l'ouvrage, sont à une grande profondeur (puits, pieux).
- ❖ **Les fondations spéciales:** on cite les colonnes ballastées qui sont des colonnes en pierres ou de graviers cimentés, on l'intègre dans le sol sous des semelles isolées par exemples.
- ❖ **Les fondations surfacique ou radier:**

Il existe quatre (04) types de radiers:

- 1) Le radier dalle pleine (le plus courant).
- 2) Le radier nervuré.
- 3) Le radier champignon sous poteau.
- 4) Le radier voûte.

L'emploi d'un radier se justifie lorsque:

- La contrainte admissible à la compression du sol est faible.
- Quand le bon sol est situé en trop grande profondeur.
- Les autres types de fondations transmettraient au sol des contraintes trop élevées.
- L'aire totale des semelles est supérieure à la moitié de l'aire occupée par le bâtiment.
- Les charges apportées par l'ensemble du bâtiment ne risquent pas d'entraîner des tassements différentiels incompatibles.

B. Choix de type de fondation

La connaissance de la nature est absolument indispensable pour savoir à quel niveau nous disposons d'un terrain d'assise suffisamment résistant.

- ✓ Facteur de choix du type de fondation:
 - La nature de l'ouvrage.
 - La nature du terrain.
 - La mise en oeuvre des fondations : terrain sec, présence d'eau.
 - Le type d'entreprise : matériel disponible et compétence.
 - Le coût des fondations : facteur important mais non décisif.
- ✓ Le type de fondation est choisi essentiellement selon les critères suivants:
 - La résistance du sol
 - Le chevauchement des semelles
 - Le mode constructif de la structure
- ✓ Le choix des fondations doit satisfaire les critères suivants:
 - Stabilité de l'ouvrage (rigidité)
 - Facilité d'exécution (coffrage)
 - Economie

L'étude géologique du site a donné une contrainte admissible ($\sigma_{sol} = 1,8 \text{ bars}$)

Remarque

Le bâtiment étudié est une structure mixte (portique+ voile) , donc la solution de semelles isolées est à écarter.

On aura le choix entre les semelles filantes et le radier général.

VI.2 Bloc « C »

A. Semelles filantes

La surface de la semelle sera déterminée en vérifiant la condition:

On a:

Pour utiliser ce type de fondation il faut que

$$S_{T_{semelles}} < 50\% S_{T_{batiment}}$$

Tel que:

$$S_{T_{semelles}} = S_{semelle} \times n_{poteaux}$$

$S_{T_{semelles}}$: La surface totale des semelles

$S_{semelle}$: La surface d'une semelle

$n_{poteaux} = 36$: Nombre des poteaux

$S_{T_{batiment}}$: La surface occupée par le bâtiment.

On à :

$$\bar{\sigma}_{sol} = \frac{N_{ser}}{S_{semelle}} \Rightarrow S_{semelle} = \frac{N_{ser}}{\bar{\sigma}_{sol}}$$

$\bar{\sigma}_{sol} = 180\text{KN/m}^2$: La contrainte admissible du sol

$N_{ser} = 2141,48\text{KN}$: l'effort normal de compression maximal à l'EIS

Alors:

$$S_{semelle} = \frac{2141,48}{180} = 11,897\text{m}^2$$

$$S_{T_{semelles}} = 11,897 \times 36 = 428,292\text{m}^2$$

$$\left. \begin{array}{l} L_x = 23,10\text{m} \\ L_y = 22,9\text{m} \end{array} \right\} \Rightarrow S_{T_{batiment}} = L_x \times L_y = 528,99\text{m}^2$$

Conclusion

$$S_{T_{semelles}} = 428,292\text{m}^2 > 50\% S_{T_{batiment}} = \frac{50 \times 528,99}{100} = 264,495\text{m}^2$$

La surface totale des semelles occupent plus de 50% du la surface d'emprise de l'ouvrage, on est donc amené a opter le radier général.

Ce type de fondation présente plusieurs avantages:

- L'augmentation de la surface de la semelle (fondation) minimise la pression exercée par la structure sur le sol
- La réduction des tassements différentiels
- La facilité d'exécution

VI.2.1 Calcul d'un radier général

Un radier général est une fondation superficielle occupant la totalité de la surface de la construction.

Il existe deux principaux types de radier général:

- **Le radier général épais:** il comporte seulement une dalle épaisse sur laquelle les charges sont descendues par les murs et les poteaux, en l'absence de toute partie intermédiaire.
- **Le radier général nervuré:** ce type de radier général constitué par un plancher nervuré composé d'un réseau de poutre principales relié par des goussets de poutres secondaires, et, éventuellement de poutrelles. Le tout supporte la réaction du sol appliquée à une dalle inférieure en béton armé.

A. Pré dimensionnement du radier

A.1 L'épaisseur du radier

A.1.1 Condition forfaitaire

L'épaisseur du radier doit satisfaire la condition suivante:

$$\frac{L_{\max}}{8} \leq h_r \leq \frac{L_{\max}}{5}$$

$L_{\max} = 5,80$ m : La plus grande portée entre axes d'appuis

$$\frac{580}{8} \leq h_r \leq \frac{580}{5} \Rightarrow 72,5\text{cm} \leq h_r \leq 116\text{cm}$$

A.1.2 Condition de rigidité

On à:

$$L_{\max} \leq \frac{\pi}{2} L_e \dots \dots \dots (1)$$

Avec:

$$\left. \begin{aligned} L_e &= \sqrt[4]{\frac{4EI}{bK}} \\ I &= \frac{bh_r^3}{12} \end{aligned} \right\} \Rightarrow L_e = \sqrt[4]{\frac{Eh_r}{3K}} \dots \dots \dots (2)$$

En remplacé (2) dans (1) on trouve:

$$h_r \geq \sqrt[3]{\frac{48KL_{\max}^4}{E\pi^4}}$$

L_e : Longueur élastique.

E : Module d'élasticité du béton $E = 32164,2\text{MPa}$

b : Largeur du radier (bande de 1 mètre).

K : Coefficient de raideur du sol rapporté à l'unité de surface

Pour un sol moyen: $K=40 \text{ MN/m}^3$

Donc:

$$h_r \geq \sqrt[3]{\frac{48 \times 40 \times (5,8)^4}{32164,2(3,14)^4}} \Rightarrow h_r \geq 0,8857\text{m} \Rightarrow h_r \geq 88,57\text{cm}$$

Pour satisfaire toutes les conditions précédentes on prend comme hauteur de radier :

$h = 1,00\text{m}$.

Vu que la hauteur est importante on opte un radier nervuré.

VI.2.2 Etude d'un radier nervuré

A. Pré dimensionnement du radier nervuré

A.1 Condition de coffrage

A.1.1 Pour des nervures

La hauteur de la poutre et donnée par la formule suivante: $h_p \geq \frac{L_{\max}}{10}$

Alors:

$$h_p \geq \frac{580}{10} = 58\text{cm}$$

On adopte: $h_p = 100\text{cm}$

La largeur de la poutre et donnée par la formule suivante: $b_p \geq \frac{h_p}{2}$

Alors:

$$h_D \geq \frac{100}{2} = 50\text{cm}$$

NB: il faut que la largeur des nervures doive être supérieure à la plus grande coté des poteaux de la base pour que le poteau se situe à l'intérieur de la nervure et assure la transmission des charge au nervure et pour faciliter la mise en œuvre de ferrailage.

On adopte: $b_p = 70\text{cm}$

A.1.2 Pour la dalle

La hauteur de la dalle et donnée par la formule suivante: $h_D \geq \frac{L_{\max}}{20}$

Alors:

$$h_D \geq \frac{580}{20} = 29\text{cm}$$

On adopte: $h_D = 40\text{cm}$

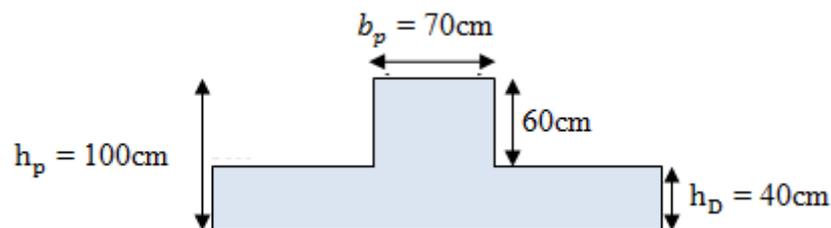


Figure VI. 1 : Caractéristique géométrique de radier nervuré

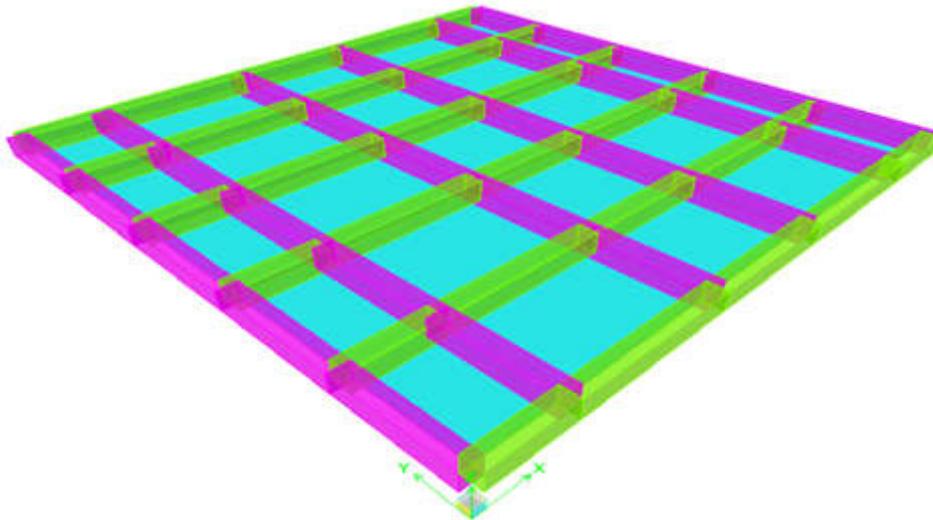


Figure VI. 2 : radier nervuré «bloc C»

B. Caractéristiques géométriques de radier nervuré

À l'aide de logiciel SOCOTEC on trouve:

❖ **Centre de masse du radier**

$$(X_{CM_r}; Y_{CM_r}) = (11,55 ; 11,45) \text{ m}$$

❖ **Inertie du radier**

L'inertie du radier par rapport aux axes passant par son centre de gravité est:

$$I_y = 23117,3 \text{ m}^4$$

$$I_x = 23522,9 \text{ m}^4$$

❖ **Centre de masse de la superstructure**

$$(X_{CM_s}; Y_{CM_s}) = (12,63; 10,14) \text{ m}$$

❖ **L'excentricité**

$$e_x = |X_{CM_s} - X_{CM_r}| = |12,63 - 11,55| = 1,08 \text{ m}$$

$$e_y = |Y_{CM_s} - Y_{CM_r}| = |10,14 - 11,45| = 1,31 \text{ m}$$

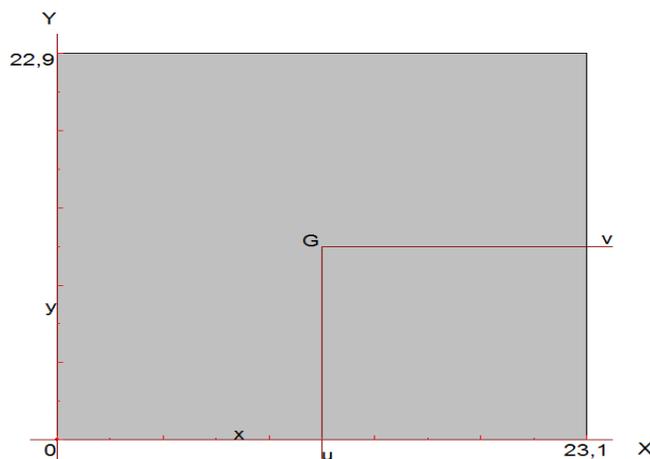


Figure VI. 3: Caractéristique géométrique de radier (vue en plan)

C. Vérifications

C.1 Vérification de la surface de radier nervuré

On doit vérifier que:

$$S_{\text{radier}} \geq \frac{N_u}{\bar{\sigma}_{\text{sol}}} \rightarrow \text{ELU}$$

$$S_{\text{radier}} \geq \frac{N_s}{\bar{\sigma}_{\text{sol}}} \rightarrow \text{ELS}$$

C.1.1 Détermine les charges et surcharge

❖ Poids de la superstructure

$$G_{\text{Superstructure}} = 39597,14\text{KN}$$

$$Q_{\text{Superstructure}} = 6200,74\text{KN}$$

❖ Poids de l'infrastructure

Radier nervuré

G_{radier} = poids de la dalle + poids des nervures

$$\begin{aligned} &= [\gamma_{BA} \cdot h_D \cdot S_{\text{batiment}}] + \left[[\gamma_{BA} \cdot b_p \cdot (h_p - h_D)(n \cdot L_x + n \cdot L_y)] \right] \\ &= [25 \times 0,40 \times 528,99] + [25 \times 0,70 \times (1 - 0,40) (6 \times 23,10 + 6 \times 22,9)] \\ &= 8187,9\text{KN} \end{aligned}$$

$$Q_{\text{radier}} = Q_{RDC} \cdot S_{\text{batiment}} = 5 \times 528,99 = 2644,95\text{KN}$$

Avec:

$\gamma_{BA} = 25\text{KN/m}^3$: la masse volumique de béton armé

n : Nombre des poutres nervurées selon la direction considéré

$Q_{RDC} = 5\text{KN/m}^2$: la charge d'exploitation au niveau de RDC «usage commerciale»

Remblai

$$\begin{aligned} G_{\text{remblai}} &= \gamma_{\text{remblai}} \left[[L_x \cdot L_y] - b_p [n \cdot L_x + n \cdot L_y] \right] (h_p - h_D) \\ &= 18 \left[[23,1 \times 22,9] - 0,7 \times [(6 \times 23,1) + (6 \times 22,9)] \right] (1 - 0,4) \\ &= 3626,532\text{KN} \end{aligned}$$

Plat forme

$$G_{p.f} = \gamma_{\text{béton}} \cdot S_{\text{batiment}} \cdot e = 22 \times 528,99 \times 0,05 = 581,889\text{KN}$$

C.1.2 Les combinaisons de calcul

$$N_u = 1,35G + 1,5Q$$

$$= 1,35(39597,14 + 8187,9 + 3626,532 + 581,889) + 1,5(6200,74 + 2644,95)$$

$$= 83459,707\text{KN}$$

$$N_{\text{ser}} = G + Q = 60839,151\text{KN}$$

Donc:

$$\text{ELU: } S_{\text{radier}} = 528,99\text{m}^2 > \frac{N_u}{\bar{\sigma}_{\text{sol}}} = \frac{83459,707}{180} = 463,665\text{m}^2 \dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

$$\text{ELS: } S_{\text{radier}} = 528,99\text{m}^2 > \frac{N_s}{\bar{\sigma}_{\text{sol}}} = \frac{60839,151}{180} = 337,995\text{m}^2 \dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

C.2 Vérification au poinçonnement [BAEL91 art A.5.2.42]

Sous l'action des forces localisées. Il y a lieu de vérifier la résistance du radier au poinçonnement par l'effort tranchant, la vérification se fait par la formule suivante:

$$N_u \leq \frac{0,045 \times \mu_c \times h_r \times f_{c28}}{\gamma_b}$$

μ_c : Périmètre de la surface d'impact projetée sur le plan moyen du radier.

N_u : La charge de calcul vis à vis de l'état limite.

C.2.1 Sous poteaux

$$N_{u_{\text{poteau}}} = 2946,24\text{KN}$$

$$\mu_c = 2(A + B)$$

$$\begin{cases} A = (a + h_r) \\ B = (b + h_r) \end{cases}$$

$a = b = 65\text{cm}$: Les dimensions de la section du poteau

$h_r = 100\text{cm}$: Hauteur de radier

Donc:

$$\mu_c = 4[(65 + 100)] = 660\text{cm}$$

Alors:

$$N_{u_{\text{poteau}}} = 2946,24\text{KN} < \frac{(0,045 \times 660 \times 100 \times 25)10^{-1}}{1,5} = 4950\text{KN} \dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

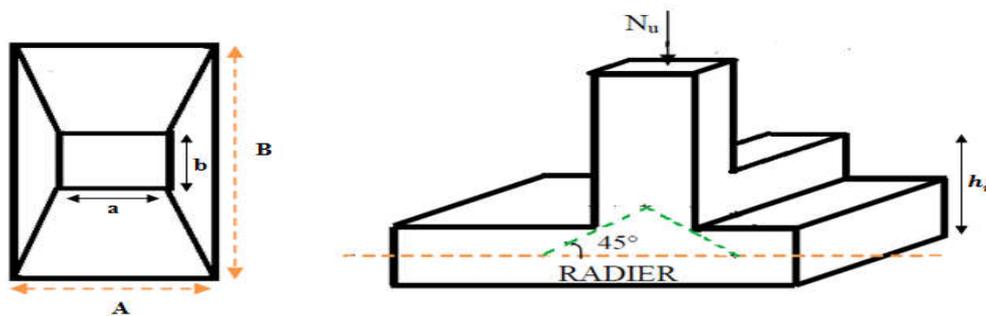


Figure VI. 4 : Schéma de transmission des charges sous poteaux

C.2.2 Sous voiles

On prendra pour la vérification le voile le plus sollicité de longueur $L = 3,20\text{m}$

$$N_{u_{voiles}} = 2981,16\text{KN}$$

$e = 25\text{cm}$: l'épaisseur de voile

$$\mu_c = 2(e + L + 2h_r) = 2(25 + 320 + 2(100)) = 1090\text{cm}$$

Alors:

$$N_{u_{voile}} = 2981,16\text{KN} < \frac{(0,045 \times 1090 \times 100 \times 25)10^{-1}}{1,5} = 8175\text{KN} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

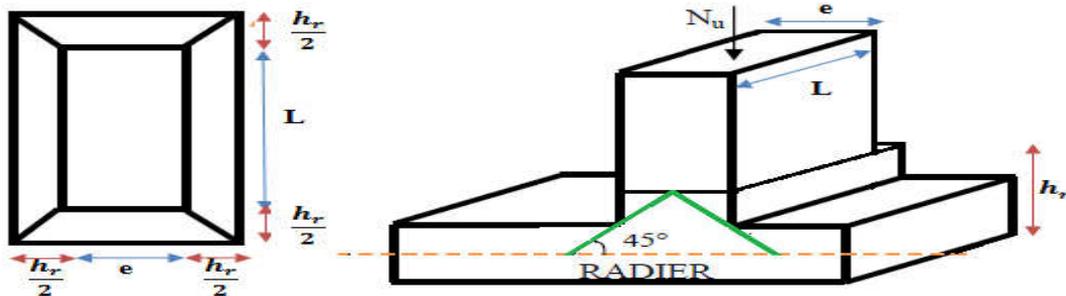


Figure VI. 5: Schéma de transmission des charges sous voiles

C.3 Vérification au cisaillement

D'après le règlement [CBA93 Art. A.5.1] il faut vérifier la condition suivante:

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} \leq \bar{\tau}_u = \text{Min} \left\{ \frac{0,15f_{cj}}{\gamma_b} ; 4 \text{ MPa} \right\}$$

On considère une bonde de largeur $b = 1\text{m}$

$L_{max} = 5,8\text{m}$: Distance maximale entre nus des nervures.

$$N_u = 83459,707\text{KN}$$

$$d = 0,9h_r = 0,9(1) = 0,9\text{m}$$

$$\left. \begin{aligned} V_u &= \frac{q_u L_{max}}{2} \\ q_u &= \frac{N_u \times b}{S_{radier}} \end{aligned} \right\} \Rightarrow V_u = \frac{N_u \times b}{S_{radier}} \times \frac{L_{max}}{2} = \frac{83459,707 \times 1}{528,99} \times \frac{5,8}{2} = 457,538\text{KN}$$

Alors:

$$\tau_u = \frac{457,538 \times 10^3}{1000 \times 900} = 0,51\text{MPa} < \bar{\tau}_u = 2,5\text{MPa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

C.4 Vérification de la stabilité au renversement du radier

Il est important d'assurer la stabilité au renversement de cet ouvrage qui est dû aux efforts horizontaux, la vérification se fait comme suite:

$$\frac{M_s}{M_r} > 1,5$$

Tel que:

M_g : Moment stabilisateur sous l'effet du poids propre

$$\begin{cases} M_{S_x}: 0,8 \times W \times b_x \\ M_{S_y}: 0,8 \times W \times b_y \end{cases}$$

M_r : Le moment de renversement à la base du radier

$$\begin{cases} M_{r_x} = M_{o_x} + V_x \times h_r \\ M_{r_y} = M_{o_y} + V_y \times h_r \end{cases}$$

$V_x ; V_y$: L'effort tranchant à la base suivant la direction considérée

$M_{o_x} ; M_{o_y}$: Moment sismique à la base de la structure calculer dans le chapitre 4

Alors:

$$M_{S_x} = 0,8 \times 35502,42 \times 10,17 = 288847,689 \text{KN.m}$$

$$M_{S_y} = 0,8 \times 35502,42 \times 12,46 = 353888,123 \text{KN.m}$$

Et

$$M_{r_x} = 53225,65 + (3499,52 \times 1) = 56725,17 \text{KN.m}$$

$$M_{r_y} = 62311,61 + (3480,51 \times 1) = 65792,12 \text{KN.m}$$

Donc:

$$\frac{M_{S_x}}{M_{r_x}} = \frac{288847,689}{56725,17} = 5,092 > 1,5 \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

$$\frac{M_{S_y}}{M_{r_y}} = \frac{353888,123}{65792,12} = 5,379 > 1,5 \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

C.5 Vérification de la stabilité au renversement selon RPA

Quelque soit le type de fondations (superficielles ou profondes) on doit vérifier que l'excentrement de la résultante des forces verticales gravitaires et des forces sismiques reste à l'intérieur de la moitié centrale de la base des éléments de fondation résistant au renversement.

On doit vérifier que:

$$e = \frac{M}{N} \leq \frac{B}{4} \dots \dots \dots \text{ [RPA Art10.1.5]}$$

e : L'excentricité de la résultante des charges verticales.

M : Moment globale de la structure.

N : Effort normal globale de la structure.

B : Largeur du bâtiment à la base

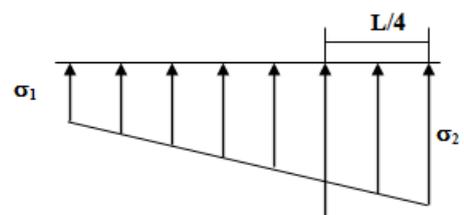


Tableau VI-1: Vérification de la stabilité au renversement du radier

	0,8G+E		G+Q+E	
	Sens (x-x)	Sens (y-y)	Sens (x-x)	Sens (y-y)
N (kN)	31735,8	31806,98	45855,97	45927,14
M (kN.m)	95024,236	19060,167	18412,125	57551,944
e (m)	2,994	0,599	0,402	1,253
B (m)	23,1	22,9	23,1	22,9
B/4 (m)	5,775	5,725	5,775	5,725
Vérification	CV	CV	CV	CV

C.6 Vérification des contraintes dans le sol

Sous l'effet des charges horizontales, il y a développement d'un moment renversant, ce dernier engendre des contraintes de compression et de traction sous le radier, leurs contrainte moyenne doit être inférieure à la contrainte admissible.

La valeur de la contrainte moyenne est donnée par la formule suivante:

$$\sigma_{\text{moy}} = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} < 1,5\sigma_{\text{adm}}$$

Avec:

$$\sigma_{1,2} = \frac{N}{B} \pm \frac{MV}{I}$$

N : effort normal appliqué à la surface de radier.

M : moment fléchissant appliqué à la surface de radier.

B : surface totale du radier.

V : distance entre le centre de gravité du radier et l'extrémité de la structure.

I : moment d'inertie du radier.

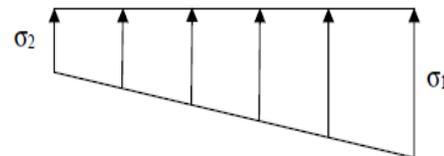
A cet effet les extrémités du radier doivent être vérifiées:

- Aux contraintes de traction (soulèvement) avec la combinaison 0,8G ± E.
- Aux contraintes de compression (tassement) avec la combinaison G + Q + E.

Les résultats obtenus sont résumés dans le tableau suivant:

Tableau VI-2: Vérification de la stabilité au renversement de radier

	0,8G + E		G + Q + E	
	Sens (x-x)	Sens (y-y)	Sens (x-x)	Sens (y-y)
N [KN]	31735,8	31806,98	45855,97	45927,14
M [KN.m]	95024,236	19060,167	18412,125	57551,944
V [m]	11,55	11,45	11,55	11,45
I [m]	23117,3	23117,3	23117,3	23117,3
B [m]	528,99	528,99	528,99	528,99
σ_1 [KN/m ²]	107,470	69,568	95,885	115,326
σ_2 [KN/m ²]	12,517	50,687	77,487	58,315
σ_{moy} [KN/m ²]	83,731	64,848	91,285	101,073
1,5 σ_{adm} [KN/m ²]	270	270	270	270
Vérification	CV	CV	CV	CV



C.7 Vérification sous l'effet de la pression hydrostatique

La vérification du radier sous l'effet de la pression hydrostatique est nécessaire afin de s'assurer le non-soulèvement du bâtiment sous l'effet de cette dernière. Elle se fait en vérifiant que:

$$W \geq F_s \cdot \gamma \cdot Z \cdot S$$

W : Poids total du bâtiment à la base du radier.

$$W = G_{\text{Superstructure}} + G_{\text{radier}} + G_{\text{remblai}} + G_{\text{p.f}} = 63026,672 \text{KN}$$

$F_s = 1,5$: Coefficient de sécurité vis-à-vis du renversement.

$\gamma = 10 \text{KN/m}^3$: Poids volumique de l'eau

$Z = 1 \text{m}$: Profondeur de l'infrastructure, dans notre cas égale à l'épaisseur de radier.

$S = 528,99 \text{m}^2$: surface de radier.

D'où:

$$W = 63026,672 > 1,5 \times 10 \times 1 \times 528,99 = 7934,85 \text{KN} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

VI.2.3 Ferrailage du radier nervuré

Le radier est assimilé à un plancher renversé chargé par la réaction uniforme du sol, il est composé de plusieurs panneaux simplement appuyés sur 4 cotés. Le calcul se fera en flexion simple, en considérant la fissuration préjudiciable.

Les moments isostatiques seront déterminés à partir de la méthode proposée par les règles de BAEL91.

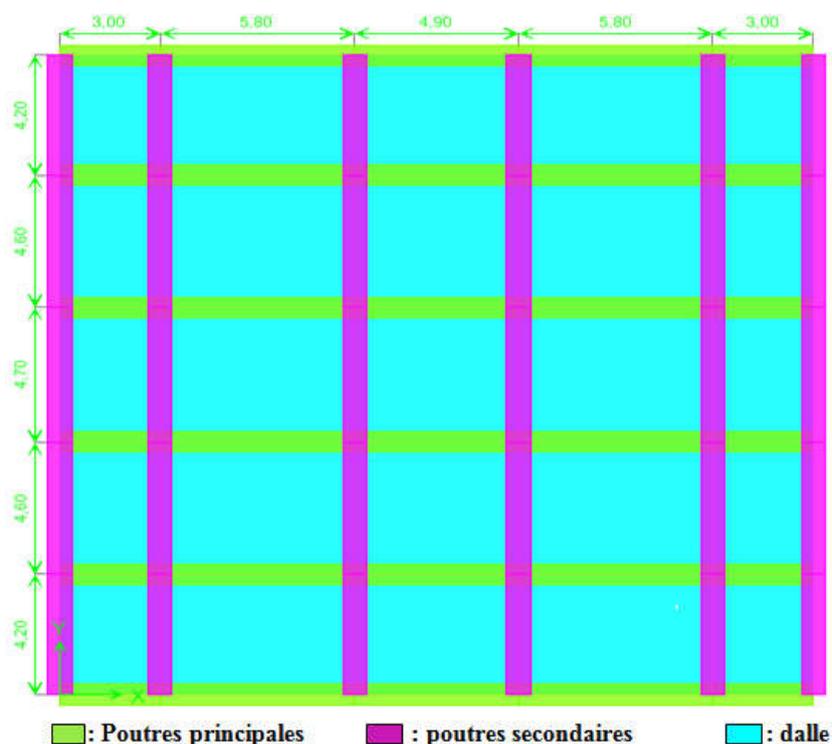


Figure VI.6: La vue en plan de radier nervuré «Bloc C».

VI.2.3.1 Ferrailage de la dalle

Le ferrailage de la dalle du radier se fait à la flexion simple en travée et en appuis avec les sollicitations les plus défavorables.

A.1.1 Calcul des sollicitations

Pour le calcul des sollicitations dans les panneaux dalle il faut voir en début si le panneau porte dans un seul sens ou dans les deux sens:

Si : $\alpha < 0,4$ → le panneau porte dans un seul sens.

Si : $0,4 < \alpha < 1$ → le panneau porte dans les deux sens.

Avec:

$$\alpha = \frac{L_x}{L_y} \begin{cases} L_x : \text{La petite portée de panneau} \\ L_y : \text{La grande portée de panneau} \end{cases}$$

Les moments au centre de la dalle, pour une largeur unitaire, sont définis comme suit:

$$M_x = \mu_x q L_x^2$$

$$M_y = \mu_y M_x$$

Notre panneau est intermédiaire donc il est encastré aux niveaux des appuis, d'où on déduit les moments en travée et les moments sur appuis.

❖ Dans le sens de la petite portée (sens x – x):

➤ En travée: $M_{tx} = 0,75 M_x$

➤ Sur appuis: $M_{ax} = -0,5 M_x$

❖ Dans le sens de la grande portée (sens y – y):

➤ En travée: $M_{ty} = 0,75 M_y$

➤ Sur appuis: $M_{ay} = -0,5 M_y$

A.1.2 Détermine de l'élancement de panneau

Pour faire les calculs on prend le panneau le plus défavorable :

$$\left. \begin{aligned} L_x &= 4,70 - 0,7 = 4,00 \text{ m} \\ L_y &= 5,80 - 0,7 = 5,10 \text{ m} \end{aligned} \right\} : \text{Les distances mesurées entre nus d'appuis.}$$

Donc: $\alpha = \frac{L_x}{L_y} = \frac{4}{5,1} = 0,78$

$0,4 < \alpha = 0,78 < 1$; donc le panneau porte dans les deux sens.

A.1.3 Détermine les coefficients « μ_x » et « μ_y »

Pour : ($\alpha = 0,78$), le tableau nous donne:

$\alpha = \frac{L_x}{L_y}$	ELU ($\nu = 0$)		ELS ($\nu = 0,2$)	
	μ_{xu}	μ_{yu}	μ_{xser}	μ_{yser}
0,74	0,0633	0,4938	0,0696	0,6315

A.1.4 Evaluation des Charges de calcul

$$q_u = \frac{N_u}{S_{radier}} = \frac{83459,707}{528,99} = 157,77 \text{KN/m}^2$$

$$q_{ser} = \frac{N_{ser}}{S_{radier}} = \frac{60839,151}{528,99} = 115,01 \text{KN/m}^2$$

A.1.5 Calcul les moments isostatiques au centre de la dalle

ELU

$$M_{x_u} = \mu_{x_u} q_u L_x^2 = 0,0633 \times 157,77 (4,00)^2 = 159,79 \text{KN.m}$$

$$M_{y_u} = \mu_{y_u} M_x = 0,4938 \times 159,789 = 78,90 \text{KN.m}$$

ELS

$$M_{x_{ser}} = \mu_{x_{ser}} q_{ser} L_x^2 = 0,0696 \times 115,01 (4,00)^2 = 128,08 \text{KN.m}$$

$$M_{y_{ser}} = \mu_{y_{ser}} M_x = 0,6315 \times 128,075 = 80,88 \text{KN.m}$$

A.1.6 Détermine les moments en travée et sur appuis

Tableau VI-3: Les moments en travée et sur appuis

	ELU				ELS			
	Sens (x - x)		Sens (y - y)		Sens (x - x)		Sens (y - y)	
	M_{t,u_x}	M_{a,u_x}	M_{t,u_y}	M_{a,u_y}	M_{t,ser_x}	M_{a,ser_x}	M_{t,ser_y}	M_{a,ser_y}
Moment isostatique	159,79		78,90		128,08		80,88	
Coefficient forfaitaire	0,75	0,5	0,75	0,5	0,75	0,5	0,75	0,5
Résultats [KN.m]	119,84	79,9	59,18	39,45	96,06	64,04	60,66	40,44

$M_{u,t}$: moment en travée à ELU

$M_{t,ser}$: moment en travée à ELS

$M_{a,t}$: moment sur appuis à ELU

$M_{a,ser}$: moment sur appuis à ELS

A.2 Ferrailage à l'ELU

Le calcul du ferrailage se fait en flexion simple pour 1 mètre linéaire dans les deux sens avec:

$b = 100 \text{ cm}, h = 40 \text{ cm}, d = 0,9h = 36 \text{ cm}.$

➤ Le moment réduit ultime:

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{b d^2 f_{bu}}$$

➤ Le moment réduit ultime de référence:

$$\mu_l = 0,80 \alpha_l (1 - 0,4 \alpha_l)$$

$$\begin{cases} \alpha_l = \frac{\epsilon_{bc}}{\epsilon_{bc} + (\epsilon_l \times 1000)} \\ \epsilon_l = \frac{f_e}{\gamma_s E_s} \end{cases}$$

➤ Le bras de levier:

$$Z_u = d (1 - 0,4 \alpha_u)$$

$$\alpha_u = 1,25 (1 - \sqrt{1 - 2 \mu_{bu}})$$

➤ Calcul la section théorique d'acier:

$$A_{cal} = \frac{M_u}{Z_u \cdot \sigma_{su}}$$

➤ La section minimale d'armature imposée par le [BAEL91 art B.7.4]

$$A_{x_{min}} = 0,0008 \frac{3-\rho}{2} b h$$

$$A_{y_{min}} = 0,0008 b h$$

Les résultats sont regroupés dans le tableau suivant:

Tableau VI-4: Ferrailage à l'ELU

	Travée		Appuis	
	Sens (x - x)	Sens (y - y)	Sens (x - x)	Sens (y - y)
M_u [KN.m]	119,84	59,18	79,90	39,45
μ_{bu}	0,0653	0,0322	0,0435	0,0215
μ_l	0,3916	0,3916	0,3916	0,3916
A'_s [cm ²]	0,000	0,000	0,000	0,000
A_{cal} [cm ²]	9,9051	4,8049	6,5261	3,1851
$A_{min,BAEL}$ [cm ²]	3,552	3,20	3,552	3,20
A_{adpt} [cm ²]	11,31	5,65	5,65	5,65
Choix des barres	10T12	5T12	5T12	5T12

A.3 Vérification à l'ELS

Il faut faire la vérification des contraintes suivantes:

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{MPa}$$

$$\sigma_{st} = n \frac{M_{ser}}{I} (d - y) \leq \bar{\sigma}_{st} = 201,63 \text{MPa} \dots \dots \dots \text{FP}$$

La position de l'axe neutre

$$y = \frac{n(A_s + A'_s)}{b} \left[\sqrt{1 + \frac{2bdA_s + d'A'_s}{15(A_s + A'_s)^2}} - 1 \right]$$

Le moment d'inertie

$$I = \frac{by^3}{3} + nA_s(d - y)^2 + nA'_s(y - d')^2$$

Les résultats sont regroupés dans le tableau suivant:

Tableau VI-5: Vérification des contraintes à l'ELS

	Travée		Appuis	
	Sens (x - x)	Sens (y - y)	Sens (x - x)	Sens (y - y)
M_{ser} [KN.m]	96,06	60,66	64,04	40,44
Y [cm]	9,485	7,010	7,010	7,010
I [cm ⁴]	147715,628	82708,007	82708,007	82708,007
σ_{bc} [MPa]	6,168	5,141	5,428	3,427
$\bar{\sigma}_{bc}$ [MPa]	15	15	15	15
Vérification	$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$	$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$	$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$	$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$
σ_{st} [MPa]	258,642	318,931	336,702	212,620
$\bar{\sigma}_{st}$ [MPa]	201,63	201,63	201,63	201,63
Vérification	$\sigma_{st} > \bar{\sigma}_{st}$	$\sigma_{st} > \bar{\sigma}_{st}$	$\sigma_{st} > \bar{\sigma}_{st}$	$\sigma_{st} > \bar{\sigma}_{st}$

Remarque: les contraintes de traction de l'acier sont supérieures à la contrainte limite ($\sigma_{st} > \bar{\sigma}_{st}$); dans ce cas il faut recalculer la section d'acier tendue

A.4 Ferrailage à l'ELS

- Calcul de (u):

$$u = \frac{30 M_{ser}}{bd^2 \sigma_s}$$

- Calcul de (λ):

$$\lambda = 1 + u$$

- Calcul de (\emptyset):

$$\cos \emptyset = \frac{1}{\lambda \sqrt{\lambda}} \Rightarrow \emptyset = \cos^{-1} \left(\frac{1}{\lambda \sqrt{\lambda}} \right)$$

- Calcul de (α):

$$\alpha = 1 + 2\sqrt{\lambda} \cos \left(\frac{4\pi}{3} + \frac{\emptyset}{3} \right)$$

- La nouvelle section d'armature:

$$A_{cal} = \frac{\alpha^2}{30(1-\alpha)} bd$$

Les résultats sont regroupés dans le tableau suivant:

Tableau VI-6 : Ferrailage à l'ELS

	Travée		Appuis	
	Sens (x - x)	Sens (y - y)	Sens (x - x)	Sens (y - y)
M_{ser} [KN.m]	96,06	60,66	64,04	40,44
u	0,1103	0,0696	0,0735	0,0464
λ	1,1103	1,0696	1,0735	1,0464
\emptyset [rad]	0,55	0,44	0,45	0,37
α	0,2835	0,2347	0,2333	0,2021
A_{cal} [cm ²]	13,46	8,63	8,52	6,14
A_{adpt} [cm ²]	14,07	10,78	14,07	10,78
Choix des barres	7T16	7T14	7T16	7T14

VI.2.3.2 Schéma de ferrailage

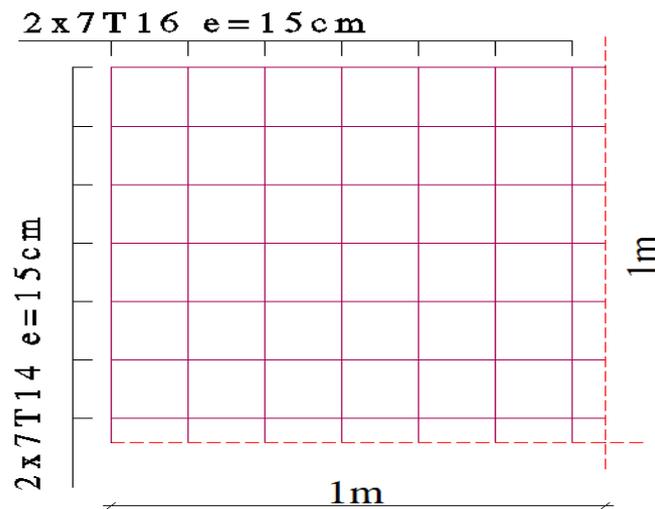


Figure VI.7: Schéma de ferrailage de la dalle

VI.2.4 Ferrailage de la nervure

Les nervures sont des éléments exposés aux risques de fissurations et sollicités par des moments de flexion et des efforts tranchants

A. Evaluation des charges

Les charges équivalentes réparties linéairement sur les travées des nervures sont évaluées par la méthode des lignes de rupture.

La charge correspondante d'un panneau du radier revenant à la nervure qui lui est adjacente est évaluée comme suit :

On a la charge uniformément répartie équivalent à la charge trapézoïdale égale à:

$$P = \frac{L_x q}{2} \left(1 - \frac{L_x}{2L_y} \right) ; L_x < L_y$$

Et la charge uniformément répartie équivalent à la charge triangulaire égale à:

$$P = \frac{L_x q}{4}$$

A.1 Les charges revenues à la poutre la plus sollicitée

Sens (x - x)

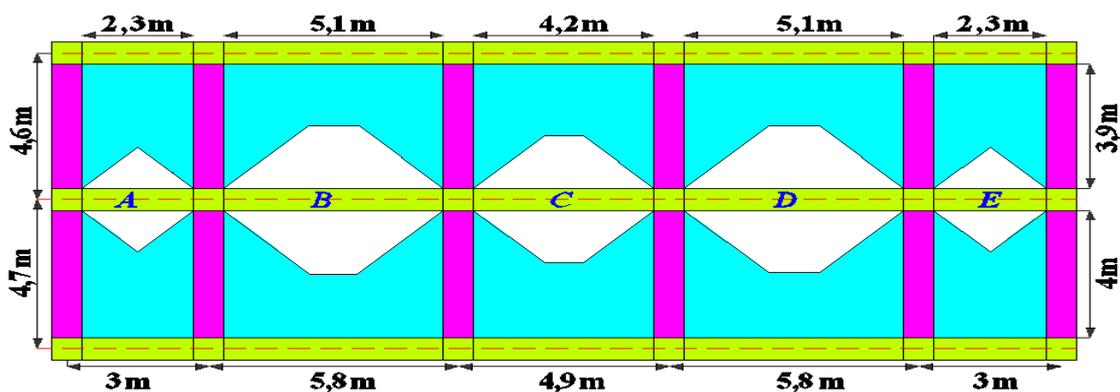


Figure VI.8: Les charges revenant à la poutre la plus sollicitée (sens x-x)

Sens (y – y)

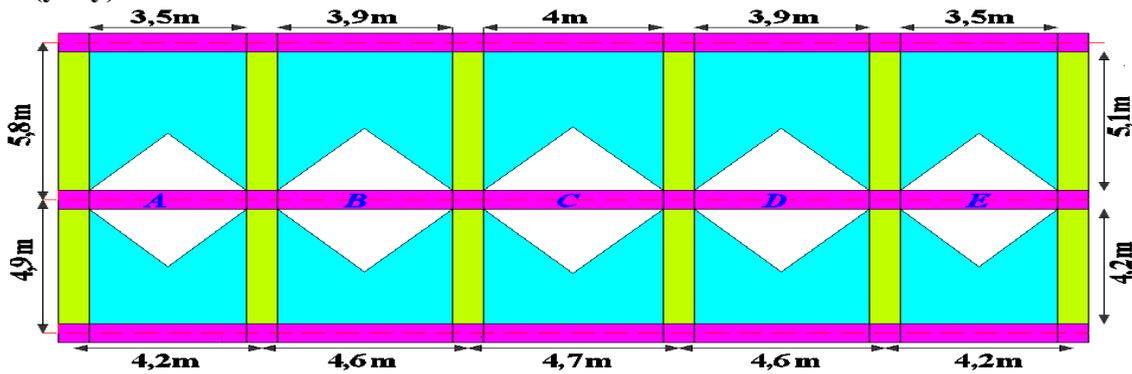


Figure VI.9: Les charges revenues à la poutre la plus sollicitée (sens y-y)

Remarque

On détermine les charges de la poutre la plus sollicitée, les résultats de calcul sont regroupés dans les tableaux ci-après:

A.1.1 ELU

❖ Sens (x – x)

Tableau VI-7 : Les charges supportées par la poutre la plus sollicitée (sens x-x)

Travée	q_u [KN/m ²]	L_x [m]	L_y [m]	α	q_u [KN/ml] Triangulaire	q_u [KN/ml] Trapézoïdale	P_{uT} [KN/ml]
A	157,77	2,3	3,9	0,590	90,718	-	181,436
		2,3	4	0,575	90,718	-	
B	157,77	3,9	5,1	0,765	-	190,020	381,819
		4	5,1	0,784	-	191,799	
C	157,77	3,9	4,2	0,929	-	164,813	330,096
		4	4,2	0,952	-	165,283	
D	157,77	3,9	5,1	0,765	-	190,020	381,819
		4	5,1	0,784	-	191,799	
E	157,77	2,3	3,9	0,590	90,718	-	181,436
		2,3	4	0,575	90,718	-	

Sens (y – y)

Tableau VI-8 : Les charges supportées par la poutre la plus sollicitée (sens y-y)

Travée	q_u [KN/m ²]	L_x [m]	L_y [m]	α	q_u [KN/ml] Triangulaire	q_u [KN/ml] Trapézoïdale	P_{uT} [KN/ml]
A	157,77	3,5	5,1	0,686	138,049	-	276,0975
		3,5	4,2	0,833	138,049	-	
B	157,77	3,9	5,1	0,765	153,826	-	307,6515
		3,9	4,2	0,929	153,826	-	
C	157,77	4	5,1	0,784	157,770	-	315,54
		4	4,2	0,952	157,770	-	
D	157,77	3,9	5,1	0,765	153,826	-	307,6515
		3,9	4,2	0,929	153,826	-	
E	157,77	3,5	5,1	0,686	138,049	-	276,0975
		3,5	4,2	0,833	138,049	-	

A.1.2 ELS

❖ Sens (x – x)

Tableau VI-9 : Les charges supportées par la poutre la plus sollicitée (sens x-x)

Travée	q_u [KN/m ²]	L_x [m]	L_y [m]	α	q_{ser} [KN/ml] Triangulaire	q_{ser} [KN/ml] Trapézoïdale	P_{serT} [KN/ml]
A	115,01	2,3	3,9	0,590	66,131	-	132,262
		2,3	4	0,575	66,131	-	
B	115,01	3,9	5,1	0,765	-	138,519	278,335
		4	5,1	0,784	-	139,816	
C	115,01	3,9	4,2	0,929	-	120,144	240,631
		4	4,2	0,952	-	120,487	
D	115,01	3,9	5,1	0,765	-	138,519	278,335
		4	5,1	0,784	-	139,816	
E	115,01	2,3	3,9	0,590	66,131	-	132,262
		2,3	4	0,575	66,131	-	

❖ Sens (y – y)

Tableau VI-10 : Les charges supportées par la poutre la plus sollicitée (sens y-y)

Travée	q_u [KN/m ²]	L_x [m]	L_y [m]	α	q_{ser} [KN/ml] Triangulaire	q_{ser} [KN/ml] Trapézoïdale	P_{serT} [KN/ml]
A	115,01	3,5	5,1	0,686	100,634	-	201,268
		3,5	4,2	0,833	100,634	-	
B	115,01	3,9	5,1	0,765	112,135	-	224,270
		3,9	4,2	0,929	112,135	-	
C	115,01	4	5,1	0,784	115,010	-	230,02
		4	4,2	0,952	115,010	-	
D	115,01	3,9	5,1	0,765	112,135	-	224,270
		3,9	4,2	0,929	112,135	-	
E	115,01	3,5	5,1	0,686	100,634	-	201,268
		3,5	4,2	0,833	100,634	-	

A.2 Détermine les sollicitations de calcul

A partir de logiciel RDM 6 on tire les valeurs des moments et des efforts tranchants en travée et sur appuis:

A.2.1 Sens (x – x)

Moment fléchissant [kN.m]

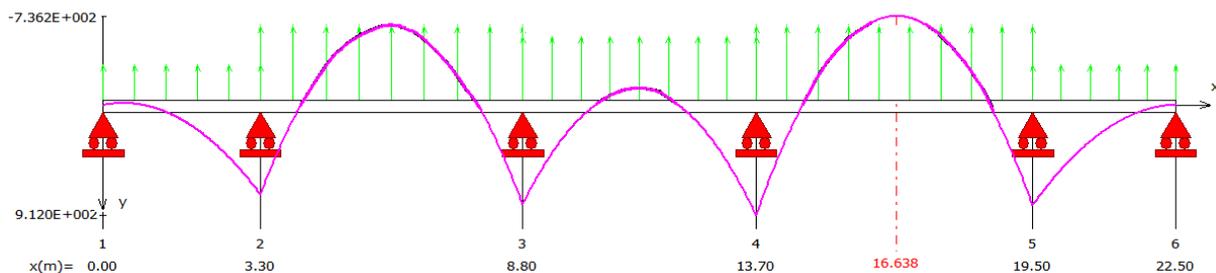


Figure VI.10: Diagramme des moments fléchissant à l'ELU

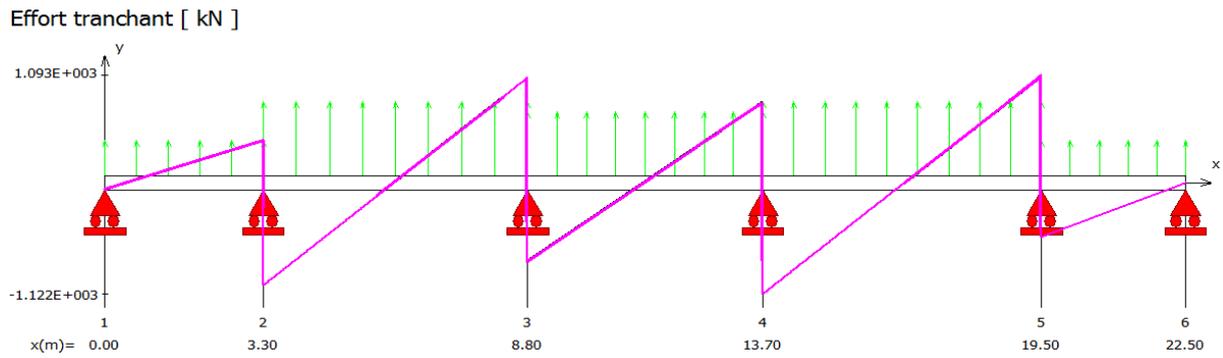


Figure VI.11: Diagramme des efforts tranchant à l'ELU

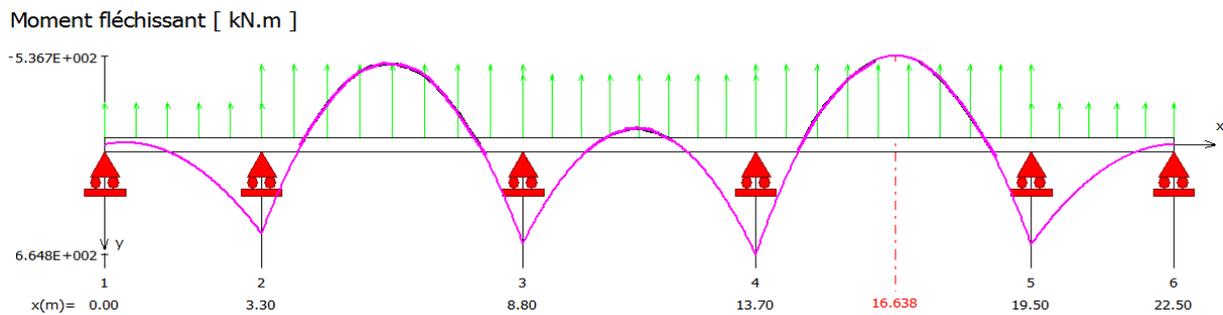


Figure VI.12: Diagramme des moments fléchissant à l'ELS

A.2.2 Sens (y – y)

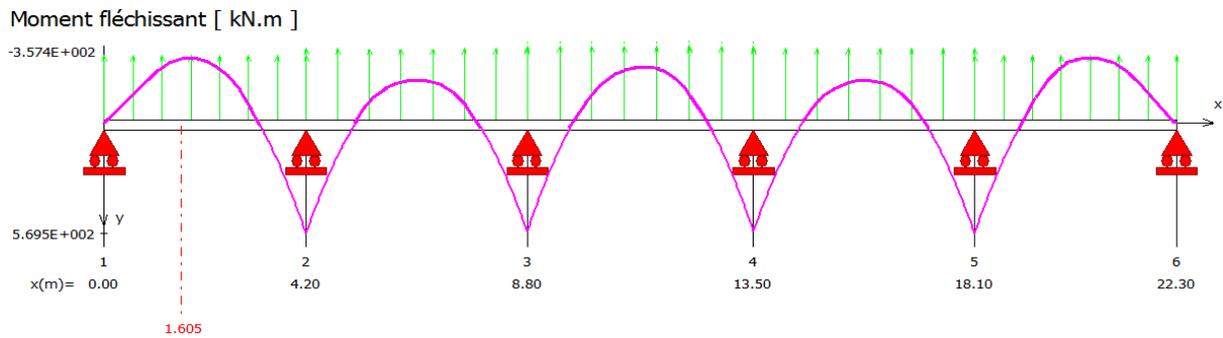


Figure VI.13: Diagramme des moments fléchissant à l'ELU

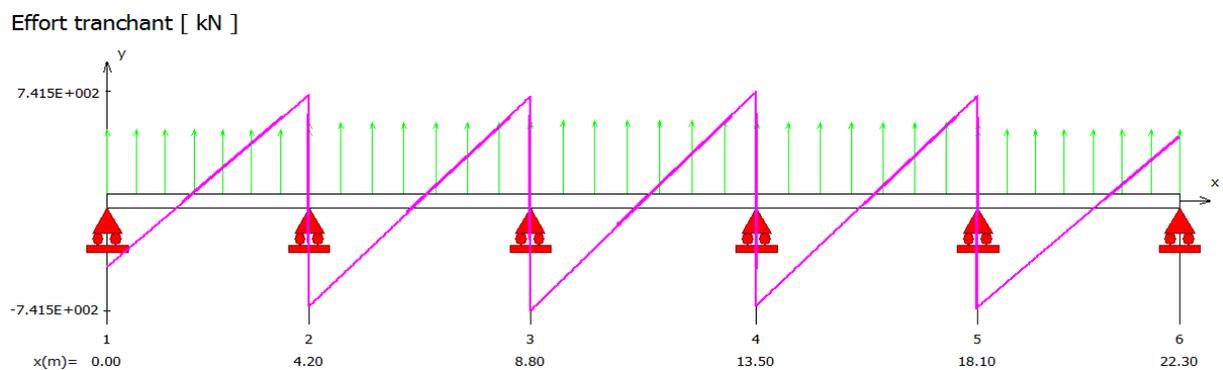


Figure VI.14: Diagramme des efforts tranchant à l'ELU

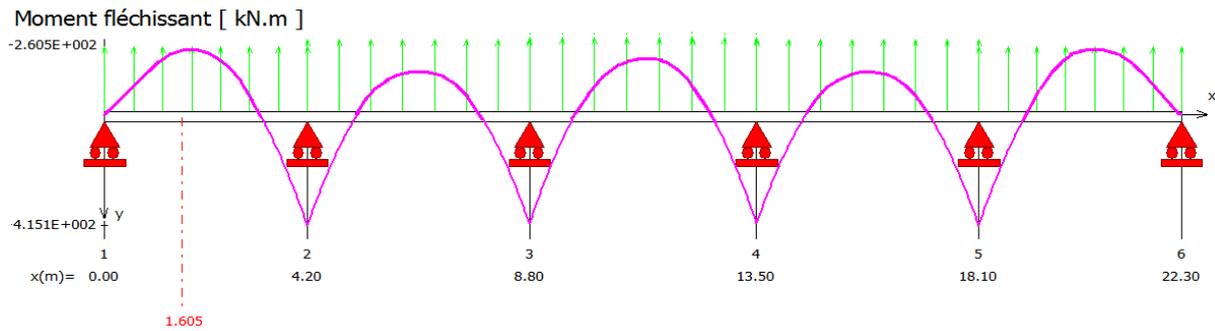


Figure VI.15: Diagramme des moments fléchissant à l'ELS

Tableau VI-11 : Les sollicitations

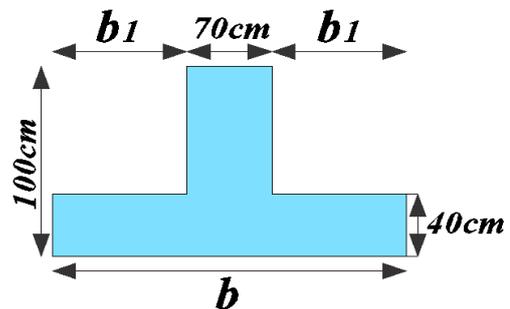
	Sens (x - x)		Sens (y - y)	
	Travée	Appuis	Travée	Appuis
M_u [KN.m]	736,20	912,00	357,40	569,50
T_u [KN]	-	1112,00	-	741,50
M_{ser} [KN.m]	536,7	664,8	260,50	415,10

VI.2.4.1 Calcul de ferrailage

Le calcul des armatures s'effectue comme une section en (Té) en flexion simple; en considérons le moment en travée le plus défavorable.

A. Dimensionnement

$$\left\{ \begin{array}{l} b_1 \leq \min \left(\frac{L}{2}; \frac{L_1}{10} \right) \\ L: \text{La distance entre deux nervures voisines} \\ L_1: \text{Distance de la portée des poutres} \end{array} \right.$$



❖ Sens (x - x)

$$\left. \begin{array}{l} L_{max} = 4m \\ L_{1max} = 5,1m \end{array} \right\} \Rightarrow b_1 \leq \min \left(\frac{400}{2}; \frac{510}{10} \right) \Rightarrow b_1 \leq 51cm$$

On adopte: $b_1 = 50cm$

Alors: $b = 2b_1 + b_0 = 2(50) + 70 = 170cm$

❖ Sens (y - y)

$$\left. \begin{array}{l} L_{max} = 5,1m \\ L_{1max} = 4m \end{array} \right\} \Rightarrow b_1 \leq \min \left(\frac{510}{2}; \frac{400}{10} \right) \Rightarrow b_1 \leq 40cm$$

On adopte: $b_1 = 40cm$

Alors:

$b = 2b_1 + b_0 = 2(40) + 70 = 150cm$

B. Calcul le moment équilibré par la table seule

$$h_0 = 40\text{cm} ; h = 100\text{cm} ; d = 0,9h = 90\text{cm}$$

❖ **Sens (x - x)**

$$M_{utb} = b h_0 \left(d - \frac{h_0}{2}\right) f_{bu} = 170 \times 40 \times \left(90 - \frac{40}{2}\right) \times 14,2 \times 10^{-3} = 6759,2\text{KN.m}$$

On à:

$$M_{utb} = 6759,2\text{KN.m} > M_{u_{max}} = 912,20\text{KN.m}$$

Alors l'axe neutre est dans la table seule

❖ **Sens (y - y)**

$$M_{utb} = b h_0 \left(d - \frac{h_0}{2}\right) f_{bu} = 150 \times 40 \times \left(90 - \frac{40}{2}\right) \times 14,2 \times 10^{-3} = 5964\text{KN.m}$$

On à:

$$M_{utb} = 5964\text{KN.m} > M_{u_{max}} = 569,50\text{KN.m}$$

Alors l'axe neutre est dans la table seule

Conclusion: Comme le béton n'intervient pas dans les calculs de résistance, on conduit le calcul comme si les sections étaient rectangulaires de largeur constante égale à la largeur de la table (b).

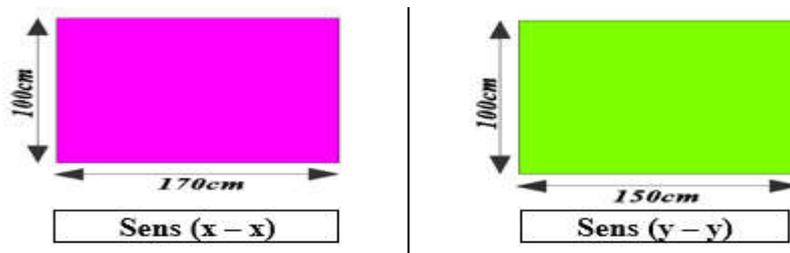


Figure VI.16: La section des poutres nervurées dans les deux sens

C. Ferrailage à l'ELU

Les résultats de calcul sont regroupés dans les tableaux ci-après:

Tableau VI-12 : Ferrailage à l'ELU

	Sens (x - x)		Sens (y - y)	
	Travée	Appuis	Travée	Appuis
M_u [KN.m]	736,20	912,00	357,40	569,50
μ_{bu}	0,092	0,114	0,044	0,071
μ_c	0,288	0,288	0,288	0,288
A'_s [cm ²]	0,00	0,00	0,00	0,00
A_{cal} [cm ²]	24,707	31,007	11,683	18,888
$A_{min,BAEL}$ [cm ²]	7,61	7,61	7,61	7,61
A_{adpt} [cm ²]	25,13	31,42	12,06	20,11
Choix des barres	8T20	10T20	6T16	10T16

D. Armature de peau [BAEL Art A.8.3]

Les armatures de peau sont réparties et disposées parallèlement à la fibre moyenne des poutres de grande hauteur ; leur section est d'au moins 3cm par mètre de longueur de paroi mesurée perpendiculairement à leur direction.

Donc:

$$A_p = 3h_p$$

A_p : La section d'armature de peau.

$h_p = 1\text{ m}$: hauteur de la poutre en mètre

Alors:

$$A_p = 3 \times 1 = 3\text{ cm}^2$$

On adopte: $A_p = 4,42\text{ cm}^2 \rightarrow 4\text{T}12$

E. Les armatures transversales

➤ Diamètre des aciers transversaux: [BAEL article A.7.2,2]

$$\Phi_t = \min \left\{ \Phi_L ; \frac{h}{35} ; \frac{b}{10} \right\}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \Phi_L: \text{Diamètre des armatures longitudinales (le plus petit diamètre utilisé)} \\ h: \text{La hauteur totale de la poutre} \\ b: \text{Largeur de la poutre} \end{array} \right.$$

➤ L'espacement des aciers transversaux: [BAEL article A.5.1,22]

$$S_t \leq \text{Min} (0,9d ; 40\text{ cm})$$

➤ Calcul de la section minimale d'armature transversale: [BAEL article A.5.1,22]

$$\frac{A_t f_e}{b_0 S_t} \geq 0,4 \quad \Rightarrow A_t \geq \frac{0,4 b_0 S_t}{f_e}$$

➤ Vérification de l'espacement selon [RPA99 Art7.5.2.2]

✓ **Zone courante:** $S_t = 15\text{ cm} < \frac{h}{2}$

✓ **Zone nodale:** $S'_t \leq \text{Min} \left(\frac{h}{4} ; 12\Phi_L \right)$

Les résultats de calcul sont regroupés dans les tableaux ci-après:

Tableau VI-13 : Les armatures transversales

	Sens (x - x)		Sens (y - y)	
	Travée	Appuis	Travée	Appuis
Φ_t [mm]	8	8	8	8
S_t [cm]	15	-	15	-
S'_t [cm]	-	10	-	10
A_t [cm ²]	1,05	1,05	1,05	1,05
$A_{t_{adpt}}$ [cm ²]	3,02	3,02	3,02	3,02
Choix des barres	6T8	6T8	6T8	6T8

E. Vérification à l'ELU

E.1 Vérification de l'effort tranchant

On doit vérifier: $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$

$$\begin{cases} \tau_u = \frac{T_{max}}{bd} \dots\dots\dots (\text{BAEL91 Art A.5.1,1}) \\ \bar{\tau}_u = \min \left(\frac{0,2 f_{c28}}{\gamma_b} ; 5\text{MPa} \right) \dots\dots (\text{BAEL91 Art A.5.1,211}) \end{cases}$$

E.2 Vérification d'adhérence des barres

On doit vérifier: $\tau_{se} \leq \tau_{se,u}$

$$\begin{cases} \tau_{se} = \frac{V_u}{0,9d \Sigma U} \\ \tau_{se,u} = \Psi_s f_{tj} \end{cases}$$

Tableau VI-14 : Vérification des contraintes à l'ELU

	Sens (x - x)	Sens (x - x)	Observation
Vérification de l'effort tranchant			
τ_u [MPa]	1,765	1,177	CV
$\bar{\tau}_u$ [MPa]	2,5	2,5	
Vérification d'adhérence des barres			
τ_{se} [MPa]	2,185	1,821	CV
$\tau_{se,u}$ [MPa]	3,15	3,15	

F. Vérification à l'ELS

F.1 Vérification de la contrainte de compression du béton

On doit vérifier:

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y \leq \bar{\sigma} = 0,6f_{c28}$$

$$\begin{cases} y = \frac{nA_s}{b} \left[\sqrt{1 + \frac{bd}{7,5A_s}} - 1 \right] \\ I_0 = \frac{by^3}{3} + nA_s(d - y)^2 \end{cases}$$

F.2 Vérification de la contrainte de l'acier

On doit vérifier:

$$\sigma_{st} = n \frac{M_{ser}}{I} (d - y) \leq \bar{\sigma}_{st} = 201,63 \text{ MPa} \dots \text{FP}$$

Tableau VI-15 : Vérification des contraintes à l'ELS

	Sens (x - x)		Sens (y - y)	
	Travée	Appuis	Travée	Appuis
M_{ser} [KN.m]	536,7	664,8	260,50	415,10
Y [cm]	26,21	28,72	19,14	23,87
I [cm ⁴]	1954163,06	2322366,09	1072211,28	1636265,82
σ_{bc} [MPa]	7,20	8,22	4,65	6,06
$\bar{\sigma}_{bc}$ [MPa]	15	15	15	15
Vérification	$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$	$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$	$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$	$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$
σ_{st} [MPa]	262,79	263,12	258,24	251,64
$\bar{\sigma}_{st}$ [MPa]	201,63	201,63	201,63	201,63
Vérification	$\sigma_{st} > \bar{\sigma}_{st}$	$\sigma_{st} > \bar{\sigma}_{st}$	$\sigma_{st} > \bar{\sigma}_{st}$	$\sigma_{st} > \bar{\sigma}_{st}$

G. Ferrailage à l'ELS

- Calcul de (u):

$$u = \frac{30 M_{ser}}{bd^2 \bar{\sigma}_s}$$

- Calcul de (λ):

$$\lambda = 1 + u$$

- Calcul de (\emptyset):

$$\cos \emptyset = \frac{1}{\lambda \sqrt{\lambda}} \Rightarrow \emptyset = \cos^{-1} \left(\frac{1}{\lambda \sqrt{\lambda}} \right)$$

- Calcul de (α):

$$\alpha = 1 + 2\sqrt{\lambda} \cos \left(\frac{4\pi}{3} + \frac{\emptyset}{3} \right)$$

- La nouvelle section d'armature:

$$A_{cal} = \frac{\alpha^2}{30(1 - \alpha)} bd$$

Les résultats sont regroupés dans le tableau suivant:

Tableau VI-16 : Ferrailage à l'ELS

	Sens (x - x)		Sens (y - y)	
	Travée	Appuis	Travée	Appuis
M_{ser} [KN.m]	536,7	664,8	260,50	415,10
u	0,141	0,174	0,068	0,109
λ	1,141	1,174	1,068	1,109
ϕ [rad]	0,608	0,667	0,438	0,543
α	0,326	0,357	0,238	0,292
A_{cal} [cm ²]	33,185	41,581	15,591	25,344
A_{adpt} [cm ²]	34,36	43,78	15,71	31,42
Choix des barres	7T25	7T25 + 3T20	5T20	10T20

VI.2.4.2 Schéma de ferrailage de la poutre nervurée

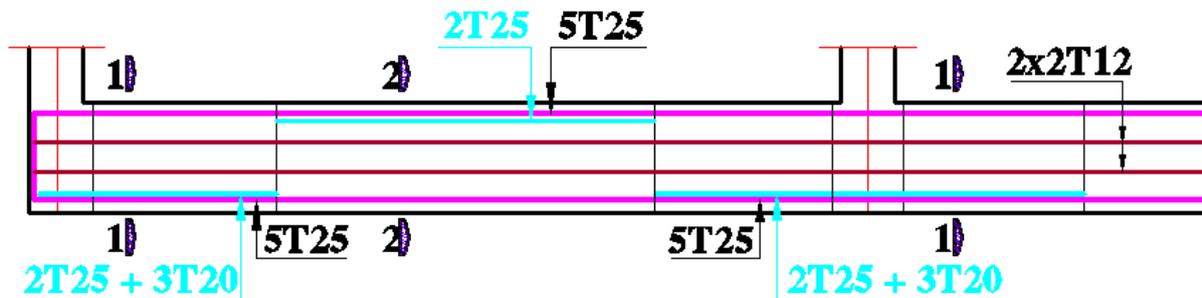
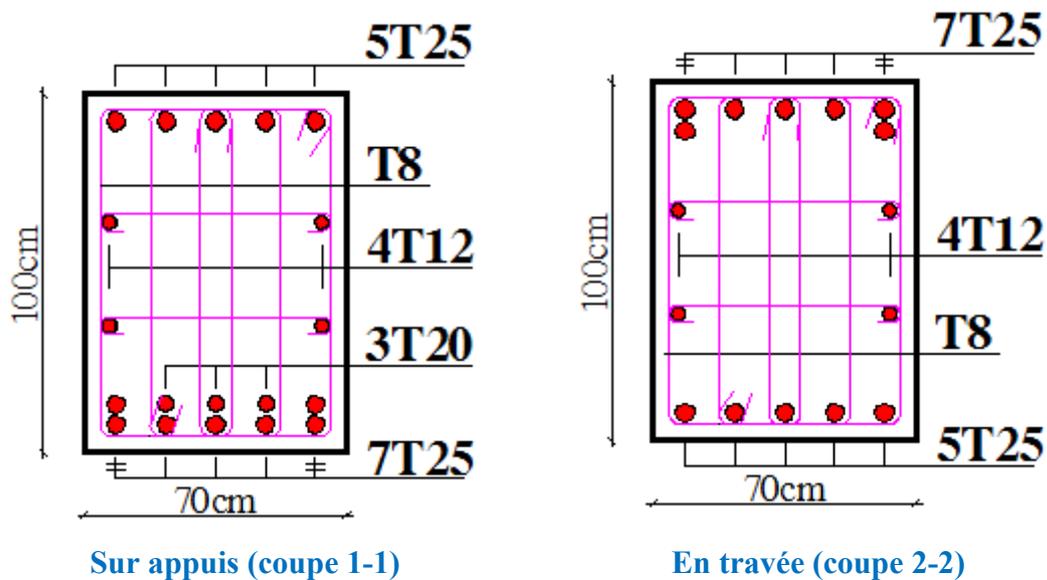


Figure VI.17: Coupe longitudinale (sens x-x)



Sur appuis (coupe 1-1)

En travée (coupe 2-2)

Figure VI.18: Coupe longitudinale (sens x-x)

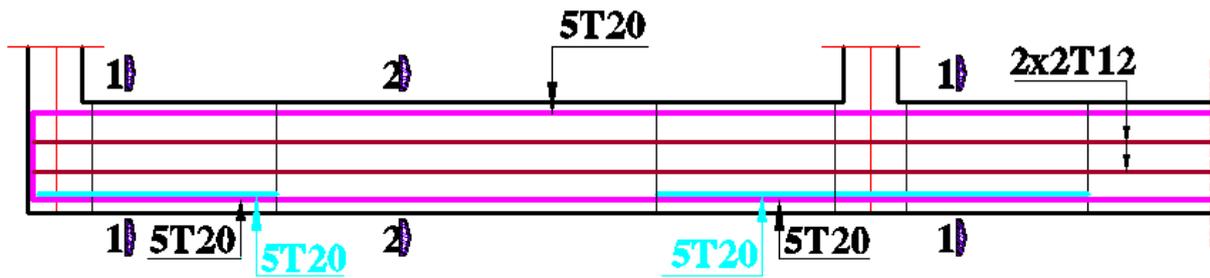


Figure VI.19: Coupe longitudinale (sens y-y)

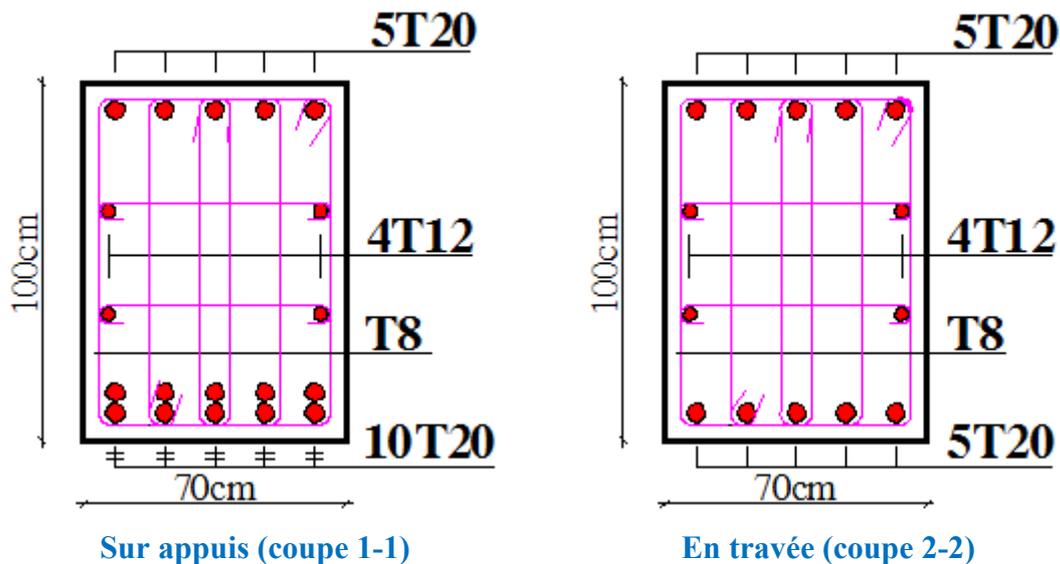


Figure VI.20: Coupe longitudinale (sens y-y)

VI.3 Bloc « D »

VI.3.1 Détermine le type de fondation

A. Semelles filantes

A.1 Détermine la surface de la semelle

$$S_{semelle} = \frac{N_{ser}}{\bar{\sigma}_{sol}} = \frac{1936,14}{180} = 10,757\text{m}^2$$

A.2 La surface totale des semelles

$$S_{T_{semelles}} = S_{semelle} \times n_{poteaux} = 10,757 \times 30 = 322,71\text{m}^2$$

A.3 La surface occupée par le bâtiment

$$S_{T_{batiment}} = (22,9 \times 14,3) + (8,8 \times 9,4) = 410,19\text{m}^2$$

Conclusion

$$S_{T_{semelles}} = 322,71\text{m}^2 > 50\%S_{T_{batiment}} = \frac{50 \times 410,19}{100} = 205,095\text{m}^2$$

La surface totale des semelles occupent plus de 50% du la surface d'emprise de l'ouvrage, on est donc amené à opter le radier général.

B. Pré dimensionnement de radier

B.1 L'épaisseur du radier

B.1.1 Condition forfaitaire

$$\frac{L_{\max}}{8} \leq h_r \leq \frac{L_{\max}}{5}$$

$L_{\max} = 5,80$ m : La plus grande portée entre axes d'appuis

$$\frac{580}{8} \leq h_r \leq \frac{580}{5} \Rightarrow 72,5\text{cm} \leq h_r \leq 116\text{cm}$$

B.1.2 Condition de rigidité

$$h_r \geq \sqrt[3]{\frac{48KL_{\max}^4}{E\pi^4}}$$

L_e : Longueur élastique.

E : Module d'élasticité du béton $E = 32164,2\text{MPa}$

b : Largeur du radier (bande de 1 mètre).

K : Coefficient de raideur du sol rapporté à l'unité de surface

Pour un sol moyen: $K=40\text{ MN/m}^3$

Donc:

$$h_r \geq \sqrt[3]{\frac{48 \times 40 \times (5,8)^4}{32164,2(3,14)^4}} \Rightarrow h_r \geq 0,8857\text{m} \Rightarrow h_r \geq 88,57\text{cm}$$

Pour satisfaire toutes les conditions précédentes on prend comme hauteur de radier :

$h = 1,10\text{m}$.

Vu que la hauteur est importante on opte un radier nervuré.

C. Pré dimensionnement de radier nervuré

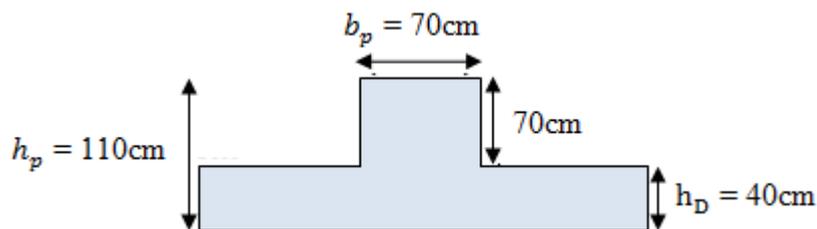


Figure VI.21: Les dimensionnes de radier nervuré

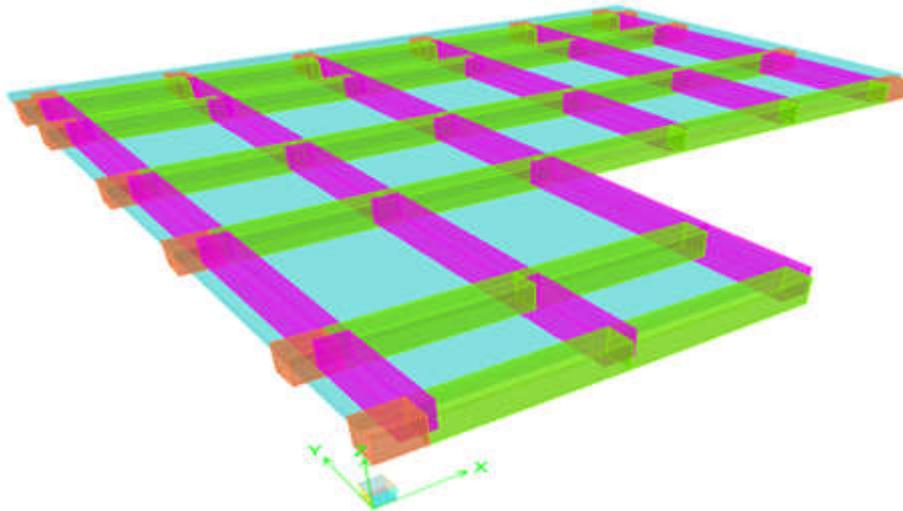


Figure VI.22: Radier nervuré «bloc D»

D. Caractéristique géométrique de radier nervuré

D.1 Calcul de la surface de radier nervuré

$$S_{radier} = S_{T_{batiment}} + S_D$$

❖ Calcul de débordement (D)

$D \geq \text{Max} \left(\frac{h}{2}; 30\text{cm} \right)$, On prend un débord de 100cm

❖ La surface de débord

$$\begin{aligned} S_D &= [L_X + L_Y + (L_Y - L'_Y)]D \\ &= [24,9 + 23,1 + (23,1 - 8,8)] \times 1 = 62,3\text{m}^2 \end{aligned}$$

Alors:

$$S_{radier} = 410,19 + 60,3 = 472,49\text{m}^2$$

D.2 Centre de masse du radier

$$(X_{CM_r}; Y_{CM_r}) = (11,05 ; 14,12) \text{ m}$$

D.3 Inertie du radier

L'inertie de radier par rapport aux axes passant par son centre de gravité est:

$$I_y = 18737,3\text{m}^4$$

$$I_x = 24387,4\text{m}^4$$

D.4 Centre de masse de la superstructure

$$(X_{CM_s}; Y_{CM_s}) = (9,54 ; 13,39) \text{ m}$$

D.5 L'excentricité

$$e_x = |X_{CM_s} - X_{CM_r}| = |9,54 - 11,05| = 1,51\text{m}$$

$$e_y = |Y_{CM_s} - Y_{CM_r}| = |13,39 - 14,12| = 0,73\text{m}$$

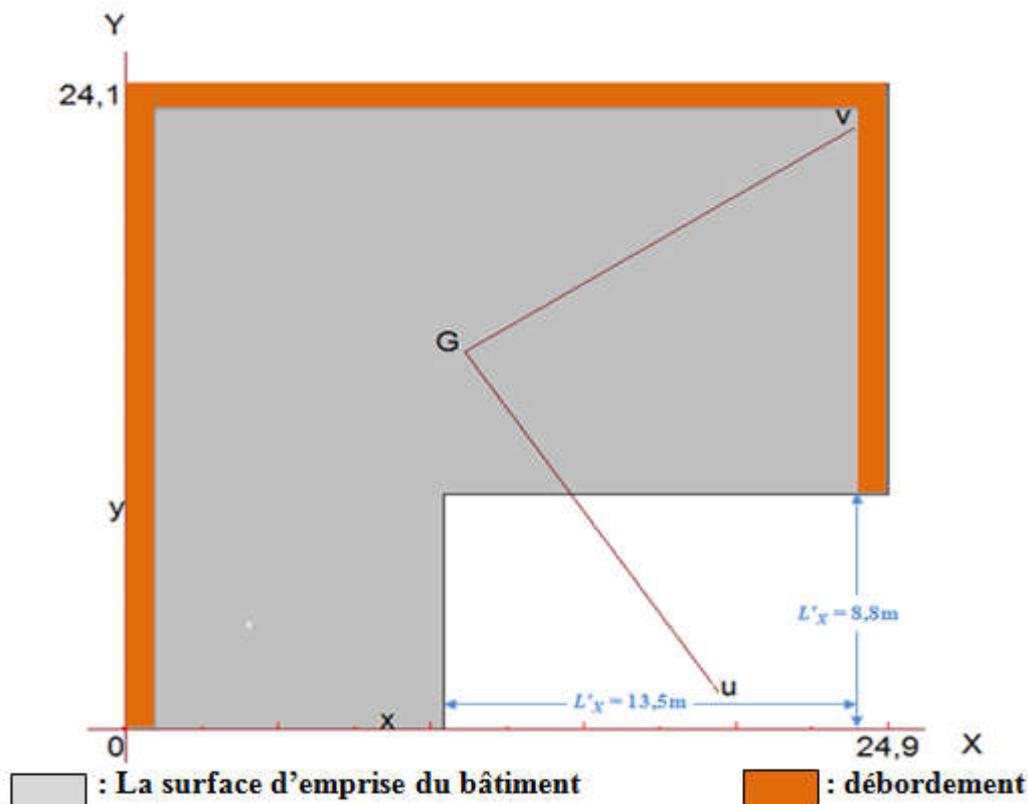


Figure VI.23: Caractéristique géométrique de radier (vue en plan)

E. Vérifications

E.1 Vérification de la surface de radier nervuré

On doit vérifier que:

$$S_{\text{radier}} \geq \frac{N_u}{\bar{\sigma}_{\text{sol}}} \rightarrow \text{ELU}$$

$$S_{\text{radier}} \geq \frac{N_s}{\bar{\sigma}_{\text{sol}}} \rightarrow \text{ELS}$$

E.1.1 Détermine les charges et surcharge

❖ Poids de la superstructure

$$G_{\text{Superstructure}} = 36684,51 \text{KN}$$

$$Q_{\text{Superstructure}} = 5485,94 \text{KN}$$

❖ Poids de l'infrastructure

- Radier nervuré

G_{radier} = poids de la dalle + poids des nervures

$$\begin{aligned} &= [Y_{BA} \cdot h_D \cdot S_{\text{radier}}] + \left[[Y_{BA} \cdot b_p \cdot (h_p - h_D) (n \cdot L_{x_i} + n \cdot L_{y_i})] \right] \\ &= [25 \times 0,40 \times 472,49] + [25 \times 0,70 \times (1,1 - 0,40) (2 \times 10,4 + 4 \times 24,9 + 3 \times 15,3 + 3 \times 24,1)] \\ &= 7647,75 \text{KN} \end{aligned}$$

$$Q_{\text{radier}} = Q_{\text{RDC}} \cdot S_{\text{radier}} = 5 \times 472,49 = 2362,45 \text{KN}$$

Avec:

$\gamma_{BA} = 25\text{KN/m}^3$: la masse volumique de béton armé

n : Nombre des poutres nervurées selon la direction considéré

$Q_{RDC} = 5\text{KN/m}^2$: la charge d'exploitation au niveau de RDC «usage commerciale»

Remblai

$$\begin{aligned} G_{\text{remblai}} &= \gamma_{\text{remblai}} \left[[L_x \cdot L_y] - b_p [n \cdot L_x + n \cdot L_y] - [L'_x \cdot L'_y] \right] (h_p - h_D) \\ &= 18 \left[[24,9 \times 24,1] - 0,7 \times [(6 \times 24,9) + (6 \times 24,1)] - [14,5 \times 8,8] \right] (1,1 - 0,4) \\ &= 3360,294\text{KN} \end{aligned}$$

Plat forme

$$G_{p,f} = \gamma_{\text{béton}} \cdot S_{\text{radier}} \cdot e = 22 \times 472,49 \times 0,05 = 519,739\text{KN}$$

E.1.2 Les combinaisons de calcul

$$\begin{aligned} N_u &= 1,35G + 1,5Q \\ &= 1,35(36684,51 + 7647,75 + 3360,294 + 519,739) + 1,5(5485,94 + 2362,45) \\ &= 76859,181\text{KN} \end{aligned}$$

$$N_{\text{ser}} = G + Q = 56060,683\text{KN}$$

Donc:

$$\text{ELU: } S_{\text{radier}} = 472,49\text{m}^2 > \frac{N_u}{\bar{\sigma}_{\text{sol}}} = \frac{76859,181}{180} = 426,995\text{m}^2 \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

$$\text{ELS: } S_{\text{radier}} = 472,49\text{m}^2 > \frac{N_s}{\bar{\sigma}_{\text{sol}}} = \frac{56060,683}{180} = 311,448\text{m}^2 \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

E.2 Vérification au cisaillement

D'après le règlement [CBA93 Art. A.5.1] il faut vérifier la condition suivante:

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} \leq \bar{\tau}_u = \text{Min} \left\{ \frac{0,15f_{cj}}{\gamma_b} ; 4 \text{ MPa} \right\}$$

On considère une bonde de largeur $b = 1\text{m}$

$L_{\text{max}} = 5,8\text{m}$: Distance maximale entre axe des nervures.

$$N_u = 76859,181\text{KN}$$

$$d = 0,9h_r = 0,9(1,1) = 0,99\text{m}$$

$$\left. \begin{aligned} V_u &= \frac{q_u L_{\text{max}}}{2} \\ q_u &= \frac{N_u \times b}{S_{\text{radier}}} \end{aligned} \right\} \Rightarrow V_u = \frac{N_u \times b}{S_{\text{radier}}} \times \frac{L_{\text{max}}}{2} = \frac{76859,181 \times 1}{472,49} \times \frac{5,8}{2} = 471,738\text{KN}$$

Alors:

$$\tau_u = \frac{471,738 \times 10^3}{1000 \times 990} = 0,477\text{MPa} < \bar{\tau}_u = 2,5\text{MPa} \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

E.3 Vérification au poinçonnement [BAEL91 art A.5.2.42]

On doit vérifier que:

$$N_u \leq K = \frac{0,045 \times \mu_c \times h_r \times f_{c28}}{\gamma_b}$$

Caractéristiques géométriques des éléments:

Poteau: a = b = 65cm ; L = 374cm

Voile: e = 25cm ; L = 320cm

Tableau VI-17 : Vérification au poinçonnement sous poteau et voile

	N_u [KN]	μ_c [cm]	h_r [cm]	f_{c28} [MPa]	γ_b	K [KN]	Observation
Sous poteaux	3552,88	660	110	25	1,5	5445	Condition vérifiée
Sous voiles	1008,62	1090	110	25	1,5	8992,5	Condition vérifiée

E.4 Vérification de la stabilité au renversement du radier

On doit vérifier que:

$$\frac{M_s}{M_r} > 1,5$$

$$\begin{cases} M_{S_x}: 0,8 \times W \times b_x M_{r_x} = M_{o_x} + V_x \times h_r \\ M_{S_y}: 0,8 \times W \times b_y M_{r_y} = M_{o_y} + V_y \times h_r \end{cases}$$

Alors:

$$M_{S_x} = 0,8 \times 33392,19 \times 13,06 = 348881,601 \text{KN.m}$$

$$M_{S_y} = 0,8 \times 33392,19 \times 9,41 = 251376,406 \text{KN.m}$$

Et

$$M_{r_x} = 52249,70 + (3478,99 \times 1,1) = 56076,589 \text{KN.m}$$

$$M_{r_y} = 54028,74 + (3497,59 \times 1,1) = 57876,089 \text{KN.m}$$

Donc:

$$\frac{M_{S_x}}{M_{r_x}} = \frac{348881,601}{56076,589} = 6,222 > 1,5 \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

$$\frac{M_{S_y}}{M_{r_y}} = \frac{251376,406}{57876,089} = 4,343 > 1,5 \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

E.5 Vérification de la stabilité au renversement Selon RPA

On doit vérifier que:

$$e = \frac{M}{N} \leq \frac{B}{4} \dots\dots\dots [RPA Art10.1.5]$$

Tableau VI-18: Vérification de la stabilité au renversement du radier

	0,8G+E		G+Q+E	
	Sens (x-x)	Sens (y-y)	Sens (x-x)	Sens (y-y)
N (kN)	29347,61	29347,61	42170,45	42170,45
M (kN.m)	21448,454	78310,419	66538,149	85217,91
e (m)	0,731	2,668	1,578	2,021
B (m)	24,9	24,1	24,9	24,1
B/4 (m)	6,225	6,025	6,225	6,025
Vérification	CV	CV	CV	CV

E.6 Vérification des contraintes dans le sol

On doit vérifier que:

$$\sigma_{\text{moy}} = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} < 1.5\sigma_{\text{adm}}$$

❖ **Centre de masse du radier**

$$(X_{CM_r}, Y_{CM_r}) = (11,05 ; 14,12) \text{ m}$$

❖ **b) Inertie du radier**

L'inertie du radier par rapport aux axes passant par son centre de gravité est:

$$I_y = 18737,3\text{m}^4$$

$$I_x = 24387,4\text{m}^4$$

Tableau VI-19: Vérification des contraintes dans le sol

	0,8G+E		G+Q+E	
	Sens (x-x)	Sens (y-y)	Sens (x-x)	Sens (y-y)
N [KN]	29347,61	29347,61	42170,45	42170,45
M [KN.m]	21448,454	78310,419	66538,149	85217,91
V [m]	11,05	14,12	11,05	14,12
I [m]	18737,3	24387,4	18737,3	24387,4
B [m]	472,49	472,49	472,49	472,49
σ_1 [KN/m ²]	74,762	107,453	128,491	138,592
σ_2 [KN/m ²]	49,464	16,772	50,012	39,911
σ_{moy} [KN/m ²]	68,437	84,783	108,871	113,922
$1,5\sigma_{\text{adm}}$ [KN/m ²]	270	270	270	270
Vérification	CV	CV	CV	CV

E.7 Vérification sous l'effet de la pression hydrostatique

On doit vérifier que:

$$W \geq F_s \cdot \gamma \cdot Z \cdot S$$

W : Poids total du bâtiment à la base du radier.

$$W = G_{\text{Superstructure}} + G_{\text{radier}} + G_{\text{remblai}} + G_{\text{p.f}} = 48212,293 \text{KN}$$

$F_s = 1,5$: Coefficient de sécurité vis-à-vis du renversement.

$\gamma = 10 \text{KN/m}^3$: Poids volumique de l'eau

$Z = 1,1 \text{m}$: Profondeur de l'infrastructure, dans notre cas égale à l'épaisseur de radier.

$S = 472,49 \text{m}^2$: surface de radier.

D'où:

$$W = 48212,293 > 1,5 \times 10 \times 1,1 \times 472,49 = 7796,085 \text{KN} \dots \text{Condition vérifiée}$$

VI.3.2 Ferrailage de radier nervuré



Figure VI.24: La vue en plan de radier nervuré «Bloc D»

VI.3.2.1 Ferrailage de la dalle

A. Calcul des sollicitations

❖ Détermine de l'élanement de panneau

Pour faire les calculs on prend le panneau le plus défavorable :

$$\left. \begin{array}{l} L_x = 4,70 - 0,7 = 4,00 \text{ m} \\ L_y = 5,80 - 0,7 = 5,10 \text{ m} \end{array} \right\} : \text{Les distances mesurées entre nus d'appuis.}$$

Donc:

$$0,4 < \alpha = \frac{L_x}{L_y} = \frac{4}{5,1} = 0,78 < 1 ; \text{ donc le panneau porte dans les deux sens.}$$

❖ Détermine les coefficients « μ_x » et « μ_y »

Pour : ($\alpha = 0,78$), le tableau nous donne:

$\alpha = \frac{L_x}{L_y}$	ELU ($\nu = 0$)		ELS ($\nu = 0,2$)	
	μ_{x_u}	μ_{y_u}	$\mu_{x_{ser}}$	$\mu_{y_{ser}}$
0,74	0,0633	0,4938	0,0696	0,6315

❖ Evaluation des Charges de calcul

$$q_u = \frac{N_u}{S_{radier}} = \frac{76859,181}{472,49} = 162,668 \text{ KN/m}^2$$

$$q_{ser} = \frac{N_{ser}}{S_{radier}} = \frac{56060,683}{472,49} = 118,649 \text{ KN/m}^2$$

A.1 Calcul les moments isostatiques au centre de la dalle

A.1.1 ELU

$$M_{x_u} = \mu_{x_u} q_u L_x^2 = 0,0633 \times 162,668 (4,00)^2 = 164,750 \text{ KN.m}$$

$$M_{y_u} = \mu_{y_u} M_x = 0,4938 \times 164,750 = 81,354 \text{ KN.m}$$

A.1.2 ELS

$$M_{x_{ser}} = \mu_{x_{ser}} q_{ser} L_x^2 = 0,0696 \times 130,318 (4,00)^2 = 120,168 \text{ KN.m}$$

$$M_{y_{ser}} = \mu_{y_{ser}} M_x = 0,6315 \times 120,168 = 59,339 \text{ KN.m}$$

A.2 Détermine les moments en travée et sur appuis

Tableau VI-20: Les moment en travée et sur appuis

	ELU				ELS			
	Sens (x - x)		Sens (y - y)		Sens (x - x)		Sens (y - y)	
	M_{t,u_x}	M_{a,u_x}	M_{t,u_y}	M_{a,u_y}	M_{t,ser_x}	M_{a,ser_x}	M_{t,ser_y}	M_{a,ser_y}
Moment isostatique	164,750		81,354		120,168		59,339	
Coefficient forfaitaire	0,75	0,5	0,75	0,5	0,75	0,5	0,75	0,5
Résultats [KN.m]	123,563	82,375	61,016	40,677	90,126	60,084	44,504	29,670

B. Ferrailage à l'ELU

Le calcul du ferrailage se fait en flexion simple pour 1 mètre linéaire dans les deux sens avec:
 $b = 100 \text{ cm}$, $h = 40 \text{ cm}$, $d = 0,9h = 36 \text{ cm}$.

Tableau VI-21: Ferrailage à l'ELU

	Travée		Appuis	
	Sens (x - x)	Sens (y - y)	Sens (x - x)	Sens (y - y)
M_u [KN.m]	123,563	61,016	82,375	40,677
μ_{bu}	0,0673	0,0332	0,0449	0,0222
μ_l	0,3916	0,3916	0,3916	0,3916
A'_s [cm ²]	0	0	0	0
A_{cal} [cm ²]	10,22	4,96	6,73	3,29
$A_{min,BAEL}$ [cm ²]	3,552	3,20	3,552	3,20
A_{adapt} [cm ²]	11,31	5,65	6,79	5,65
Choix des barres	10T12	5T12	6T12	5T12

C. Vérification à l'ELS**Tableau VI-22: Vérification des contraintes à l'ELS**

	Travée		Appuis	
	Sens (x - x)	Sens (y - y)	Sens (x - x)	Sens (y - y)
M_{ser} [KN.m]	90,126	44,504	60,084	29,670
Y [cm]	9,49	7,01	7,61	7,01
I [cm ⁴]	147715,63	82708,01	96780,65	82708,01
σ_{bc} [MPa]	5,79	3,77	4,72	2,51
$\bar{\sigma}_{bc}$ [MPa]	15	15	15	15
Vérification	$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$	$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$	$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$	$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$
σ_{st} [MPa]	242,66	233,99	264,42	156,00
$\bar{\sigma}_{st}$ [MPa]	201,63	201,63	201,63	201,63
Vérification	$\sigma_{st} > \bar{\sigma}_{st}$	$\sigma_{st} > \bar{\sigma}_{st}$	$\sigma_{st} > \bar{\sigma}_{st}$	$\sigma_{st} < \bar{\sigma}_{st}$

Remarque: les contraintes de traction de l'acier sont supérieures à la contrainte limite ($\sigma_{st} > \bar{\sigma}_{st}$); dans ce cas il faut recalculer la section d'acier tendue.

D. Ferrailage à l'ELS**Tableau VI-23 : Ferrailage à l'ELS**

	Travée		Appuis	
	Sens (x - x)	Sens (y - y)	Sens (x - x)	Sens (y - y)
M_{ser} [KN.m]	90,126	44,504	60,084	–
u	0,1035	0,0511	0,0690	–
λ	1,1035	1,0511	1,0690	–
ϕ [rad]	0,530	0,380	0,440	–
α	0,286	0,200	0,235	–
A_{cal} [cm ²]	13,711	6,022	8,655	–
A_{adapt} [cm ²]	14,07	10,78	14,07	10,78
Choix des barres	7T16	7T14	7T16	7T14

VI.3.2.2 Schéma de ferrailage de la dalle

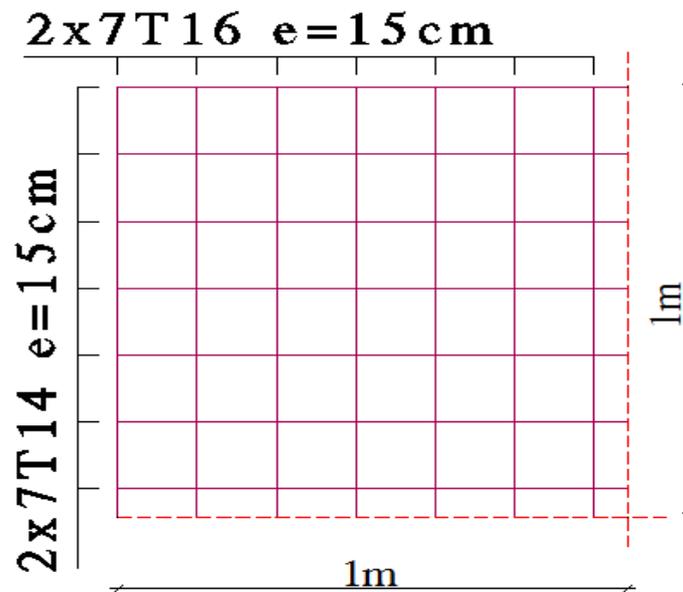


Figure VI.25 : Schéma de ferrailage de la dalle

VI.3.2.3 Ferrailage de la nervure

A. Les charges revenues à la poutre la plus sollicitée

Sens (x - x)

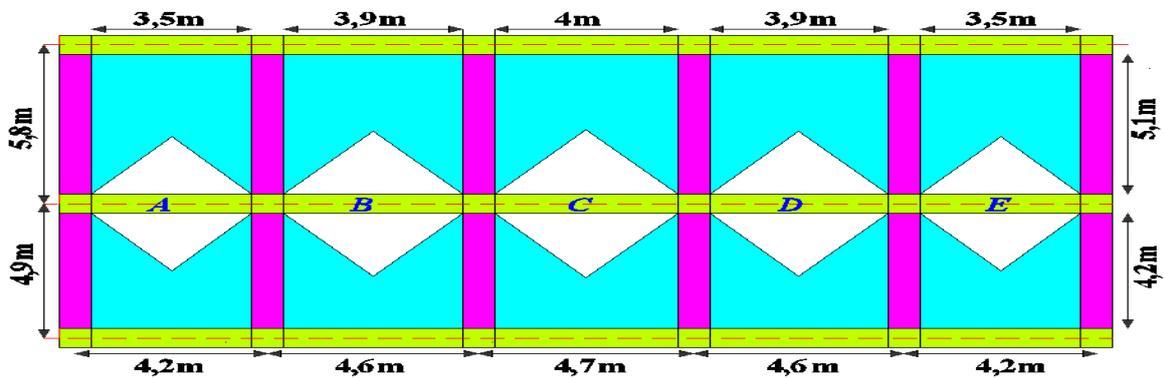


Figure VI.26: Les charges revenues à la poutre la plus sollicitée (sens x-x)

Sens (y - y)

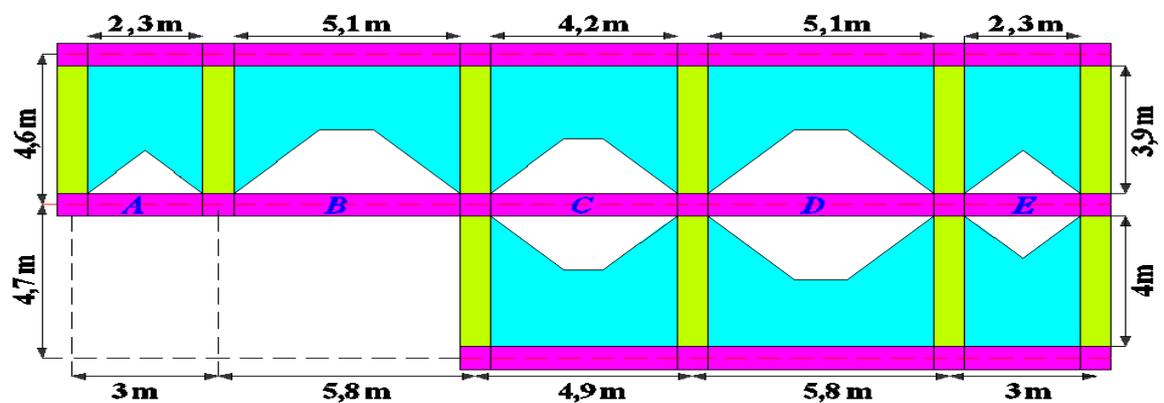


Figure VI.27: Les charges revenues à la poutre la plus sollicitée (sens y-y)

A.1 ELU

Sens (x - x)

Tableau VI-24 : Les charges supportées par la poutre la plus sollicitée (sens x-x)

Travée	q_u [KN/m ²]	L_x [m]	L_y [m]	α	q_u [KN/ml] Triangulaire	q_u [KN/ml] Trapézoïdale	P_{ur} [KN/ml]
A	162,668	3,5	5,1	0,686	142,335	–	284,669
		3,5	4,2	0,833	142,335	–	
B	162,668	3,9	5,1	0,765	158,601	–	317,203
		3,9	4,2	0,929	158,601	–	
C	162,668	4	5,1	0,784	162,668	–	325,336
		4	4,2	0,952	162,668	–	
D	162,668	3,9	5,1	0,765	158,601	–	317,203
		3,9	4,2	0,929	158,601	–	
E	162,668	3,5	5,1	0,686	142,335	–	284,669
		3,5	4,2	0,833	142,335	–	

Sens (y - y)

Tableau VI-25 : Les charges supportées par la poutre la plus sollicitée (sens y-y)

Travée	q_u [KN/m ²]	L_x [m]	L_y [m]	α	q_u [KN/ml] Triangulaire	q_u [KN/ml] Trapézoïdale	P_{ur} [KN/ml]
A	162,668	2,3	3,9	0,590	93,534	–	93,534
		–	–	–	–	–	
B	162,668	3,9	5,1	0,765	–	195,919	195,919
		–	–	–	–	–	
C	162,668	3,9	4,2	0,929	–	169,930	340,344
		4	4,2	0,952	–	170,414	
D	162,668	3,9	5,1	0,765	–	195,919	393,673
		4	5,1	0,784	–	197,753	
E	162,668	2,3	3,9	0,590	93,534	–	187,068
		2,3	4	0,575	93,534	–	

A.2 ELS

Sens (x - x)

Tableau VI-26 : Les charges supportées par la poutre la plus sollicitée (sens x-x)

Travée	q_u [KN/m ²]	L_x [m]	L_y [m]	α	q_u [KN/ml] Triangulaire	q_u [KN/ml] Trapézoïdale	P_{ur} [KN/ml]
A	118,649	3,5	5,1	0,686	103,818	–	207,636
		3,5	4,2	0,833	103,818	–	
B	118,649	3,9	5,1	0,765	115,683	–	231,366
		3,9	4,2	0,929	115,683	–	
C	118,649	4	5,1	0,784	118,649	–	237,298
		4	4,2	0,952	118,649	–	
D	118,649	3,9	5,1	0,765	115,683	–	231,366
		3,9	4,2	0,929	115,683	–	
E	118,649	3,5	5,1	0,686	103,818	–	207,636
		3,5	4,2	0,833	103,818	–	

Sens (y - y)

Tableau VI-27 : Les charges supportées par la poutre la plus sollicitée (sens x-x)

Travée	q_u [KN/m ²]	L_x [m]	L_y [m]	α	q_u [KN/ml] Triangulaire	q_u [KN/ml] Trapézoïdale	P_{uT} [KN/ml]
A	118,649	2,3	3,9	0,590	68,223	–	68,223
		–	–	–	–	–	
B	118,649	3,9	5,1	0,765	–	142,902	142,902
		–	–	–	–	–	
C	118,649	3,9	4,2	0,929	–	123,946	248,245
		4	4,2	0,952	–	124,299	
D	118,649	3,9	5,1	0,765	–	142,902	287,142
		4	5,1	0,784	–	144,240	
E	118,649	2,3	3,9	0,590	68,223	–	136,446
		2,3	4	0,575	68,223	–	

A.3 Détermine les sollicitations de calcul

Tableau VI-28 : Les sollicitations

	Sens (x - x)		Sens (y - y)	
	Travée	Appuis	Travée	Appuis
M_u [KN.m]	368,4	587,1	737,4	1007
T_u [KN]	–	764,5	–	1172
M_{ser} [KN.m]	268,7	428,3	537,9	734,8

VI.3.2.4 Calcul de ferrailage

Le calcul des armatures s'effectue comme une section en (Té) en flexion simple; en considérons le moment en travée le plus défavorable.

A. Dimensionnement

$$b_1 \leq \min \left(\frac{L_1}{10} ; \frac{L}{2} \right)$$

L: La distance entre deux nervures voisines

L_1 : Distance de la portée des poutres

❖ Sens (x - x)

$$\left. \begin{matrix} L_{max} = 5,1m \\ L_{1,max} = 4m \end{matrix} \right\} \Rightarrow b_1 \leq \min \left(\frac{510}{2} ; \frac{400}{10} \right) \Rightarrow b_1 \leq 40cm$$

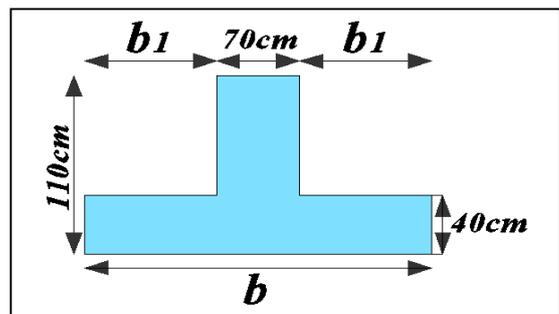
On adopte: $b_1 = 40cm$

Alors:

$$b = 2b_1 + b_0 = 2(40) + 70 = 150cm$$

❖ Sens (y - y)

$$\left. \begin{matrix} L_{max} = 4m \\ L_{1,max} = 5,1m \end{matrix} \right\} \Rightarrow b_1 \leq \min \left(\frac{400}{2} ; \frac{510}{10} \right) \Rightarrow b_1 \leq 51cm$$



On adopte: $b_1 = 50\text{cm}$

Alors:

$$b = 2b_1 + b_0 = 2(50) + 70 = 170\text{cm}$$

B. Calcul le moment équilibré par la table seule

$$h_0 = 40\text{cm} ; h = 110\text{cm} ; d = 0,9h = 90\text{cm}$$

❖ Sens (x - x)

$$\begin{aligned} M_{utb} &= b h_0 \left(d - \frac{h_0}{2}\right) f_{bu} = 150 \times 40 \times \left(99 - \frac{40}{2}\right) \times 14,2 \times 10^{-3} \\ &= 6730,8\text{KN.m} \end{aligned}$$

On à:

$$M_{utb} = 6730,8\text{KN.m} > M_{u_{max}} = 587,1\text{KN.m} \Rightarrow \text{l'axe neutre est dans la table seule}$$

❖ Sens (y - y)

$$M_{utb} = b h_0 \left(d - \frac{h_0}{2}\right) f_{bu} = 170 \times 40 \times \left(99 - \frac{40}{2}\right) \times 14,2 \times 10^{-3} = 7628,24\text{KN.m}$$

On à:

$$M_{utb} = 7628,24\text{KN.m} > M_{u_{max}} = 1007\text{KN.m} \Rightarrow \text{l'axe neutre est dans la table seule}$$

Conclusion: Comme le béton n'intervient pas dans les calculs de résistance, on conduit le calcul comme si les sections étaient rectangulaires de largeur constante égale à la largeur de la table (b).

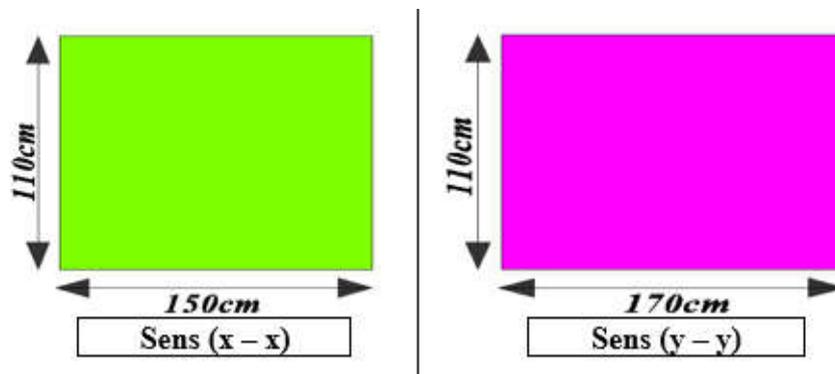


Figure VI.28: La section des poutres nervurées dans les deux sens

Les résultats de calcul sont regroupés dans les tableaux ci-après:

C. Ferrailage à l'ELU

Tableau VI-29 : Résultats de ferrailage à l'ELU

	Sens (x - x)		Sens (y - y)	
	Travée	Appuis	Travée	Appuis
M_u [KN.m]	368,4	587,1	737,4	1007
μ_{bu}	0,0177	0,0282	0,0312	0,0427
μ_l	0,3916	0,3916	0,3916	0,3916
A'_s [cm ²]	0	0	0	0
A_{cal} [cm ²]	10,79	17,30	21,76	29,90
$A_{min,BAEL}$ [cm ²]	8,37	8,37	8,37	8,37
A_{adapt} [cm ²]	13,57	18,47	24,13	30,91
Choix des barres	12T12	12T14	12T16	6T20 + 6T16

D. Vérification à l'ELS

Tableau VI-30 : Vérification des contraintes à l'ELS

	Sens (x - x)		Sens (y - y)	
	Travée	Appuis	Travée	Appuis
M_{ser} [KN.m]	268,7	428,3	537,9	734,8
Y [cm]	21,26	24,31	27,24	30,19
I [cm ⁴]	1454371,94	1880771,35	2335487,04	2837343,45
σ_{bc} [MPa]	3,93	5,54	6,27	7,82
$\bar{\sigma}_{bc}$ [MPa]	15	15	15	15
Vérification	$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$	$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$	$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$	$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$
σ_{st} [MPa]	215,43	255,12	247,91	267,30
$\bar{\sigma}_{st}$ [MPa]	201,63	201,63	201,63	201,63
Vérification	$\sigma_{st} > \bar{\sigma}_{st}$	$\sigma_{st} > \bar{\sigma}_{st}$	$\sigma_{st} > \bar{\sigma}_{st}$	$\sigma_{st} > \bar{\sigma}_{st}$

E. Ferrailage à l'ELS

Tableau VI-31 : Résultats de ferrailage à l'ELS

	Sens (x - x)		Sens (y - y)	
	Travée	Appuis	Travée	Appuis
M_{ser} [KN.m]	268,7	428,3	537,9	734,8
u	0,058	0,093	0,117	0,159
λ	1,058	1,093	1,117	1,159
\emptyset [rad]	0,41	0,51	0,56	0,64
α	0,218	0,268	0,260	0,332
A_{cal} [cm ²]	14,06	22,71	21,16	38,24
A_{adapt} [cm ²]	15,71	28,27	24,54	40,25
Choix des barres	5T20	9T20	5T25	5T25 + 5T20

F. Armature de peau [BAEL Art A.8.3]

$$A_p = 3h_p = 3 \times 1,1 = 3,3\text{cm}^2$$

On adopte: $A_p = 4,42\text{cm}^2 \Rightarrow 4\text{T12}$

G. Les armatures transversales

Les résultats de calcul sont regroupés dans les tableaux ci-après:

Tableau VI-32 : La section des armatures transversales

	Sens (x - x)		Sens (y - y)	
	Travée	Appuis	Travée	Appuis
Φ_t [mm]	8	8	8	8
S_t [cm]	15	-	15	-
S'_t [cm]	-	10	-	10
A_t [cm ²]	1,05	1,05	1,05	1,05
$A_{t_{adpt}}$ [cm ²]	3,02	3,02	3,02	3,02
Choix des barres	6T8	6T8	6T8	6T8

H. Vérification à l'ELU**Tableau VI-33 : Vérification des contraintes à l'ELU**

	Sens (x - x)	Sens (x - x)	Observation
Vérification de l'effort tranchant			
τ_u [MPa]	1,103	1,691	CV
$\bar{\tau}_u$ [MPa]	3,33	3,33	
Vérification d'adhérence des barres			
τ_{se} [MPa]	1,423	1,674	CV
$\tau_{se,u}$ [MPa]	3,15	3,15	

VI.3.3 Ferrailage des débords

Le débord du radier est assimilé à un consol de largeur $L = 1\text{m}$, le calcul de ferrailage se fera pour une bande de largeur égale à un mètre.

$$b = 1\text{m} ; L = 1\text{m} ; q_u = 162,668\text{KN/m}^2 ; q_{ser} = 118,649\text{KN/m}^2$$

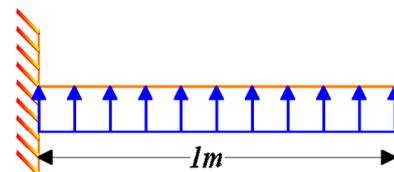
A. Calcul des sollicitation

$$M_u = \frac{q_u \cdot L^2}{2} = \frac{162,668 \times (1)^2}{2} = 81,334\text{KN.m}$$

$$M_{ser} = \frac{q_{ser} \cdot L^2}{2} = \frac{118,649 \times (1)^2}{2} = 59,325\text{KN.m}$$

$$V_u = q_u \cdot L = 162,668 \times 1 = 162,668\text{KN}$$

Les résultats de calcul sont regroupés dans les tableaux ci-après:



B. Résultats de ferrailage

Tableau VI-34 : Ferrailage à L'ELU

M_u [KN.m]	μ_{bu}	μ_l	A'_s [cm ²]	A_{cal} [cm ²]	A_{min} [cm ²]	A_{adpt} [cm ²]	Choix des barres
81,334	0,044	0,392	0	6,65	4,35	7,7	5T14

Tableau VI-35 : Vérification à l'ELS

M_{ser} [KN.m]	Y [cm]	I [cm ⁴]	σ_{bc} [MPa]	$\bar{\sigma}_{bc}$ [MPa]	σ_{st} [MPa]	$\bar{\sigma}_{st}$ [MPa]
59,325	8,04	107617,41	4,43	15,00	231,22	201,63

Remarque: les contraintes de traction de l'acier sont supérieures à la contrainte limite ($\sigma_{st} > \bar{\sigma}_{st}$); dans ce cas il faut recalculer la section d'acier tendue

Tableau VI-36 : Ferrailage à l'ELS

M_{ser} [KN.m]	u	λ	ϕ [rad]	α	A_{cal} [cm ²]	A_{adpt} [cm ²]	Choix des barres
59,325	0,068	1,068	0,44	0,24	8,68	9,05	8T12

C. Vérification au cisaillement

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} \leq \bar{\tau}_u = \text{Min} \left\{ \frac{0,15f_{cj}}{\gamma_b} ; 4 \text{ MPa} \right\}$$

$$\tau_u = \frac{162,668 \times 10^3}{1000 \times 360} = 0,442 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2,5 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Condition Vérifiée}$$

NB: Le ferrailage du débord sera fait par prolongement des armatures adoptées pour les panneaux

VI.3.3.1 Schéma de ferrailage de la nervure

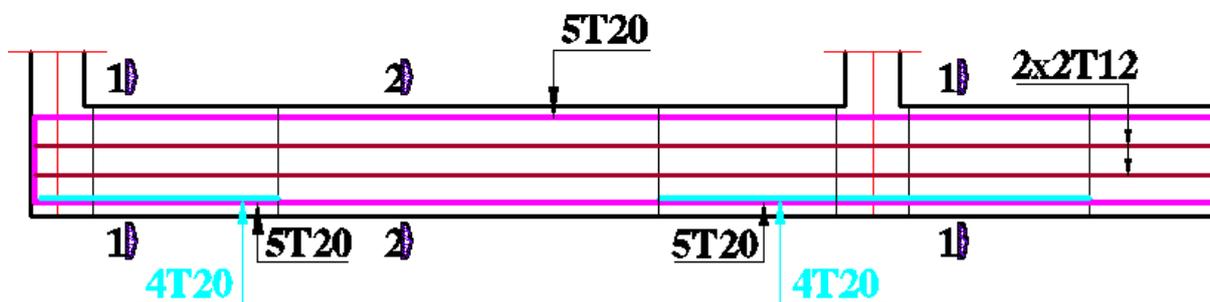


Figure VI.29: Coupe longitudinale (sens x-x)

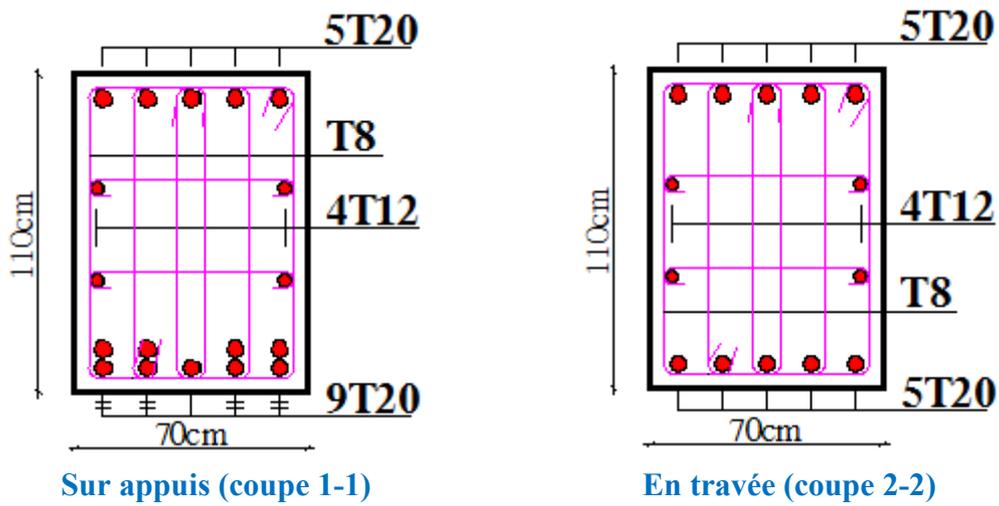


Figure VI.30: Coupes transversales (sens x-x)

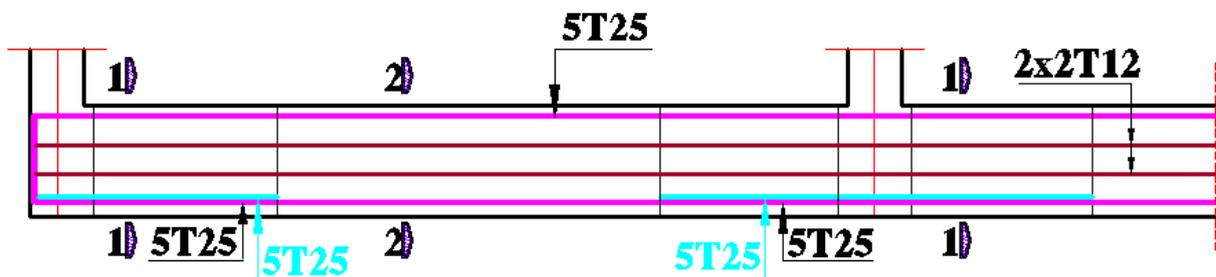


Figure VI.31: Coupe longitudinale (sens y-y)

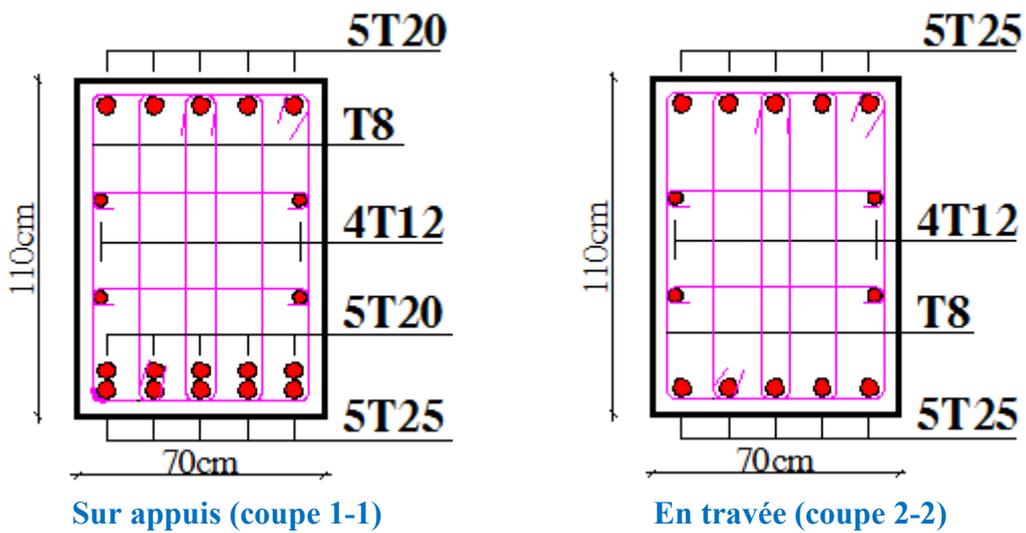


Figure VI.32 : Coupes longitudinales (sens y-y)

Conclusion générale

Conclusion Générale

Conclusion Générale

La croissance des structures en béton armé a assez contribué au développement des pays, qu'à travers la partie d'étude de la structure composée de deux blocs en béton armé, on a pu mettre en pratique les connaissances théoriques acquises durant notre formation en génie civil et confronter les problématiques ainsi que les solutions prévisibles durant le calcul des ouvrages en béton armé.

Ce Projet de Fin d'Etudes a été l'occasion d'appréhender la complexité du domaine du génie civil, notamment par la découverte des multiples notions mises en jeu, du règlement parasismique et de son application ainsi que l'utilisation et le rôle des logiciels liés au domaine de la construction qui ont largement collaboré à faire avancer et coopérer l'amplification du travail. Cette expérience nous a aidées à mieux connaître les étapes nécessaires de l'étude d'un bâtiment en béton armé et de bien comprendre le comportement des différents éléments de l'ouvrage afin de pouvoir appliquer les règlements en vigueur.

Malgré l'existence des logiciels informatiques très développés qui ont bien aidé à développer les calcul et le dimensionnement des structures en béton armé, et à les rendre plus facile et moins coûteux et dans des brefs délais, le calcul manuel reste primordial dans les calculs et le dimensionnement de n'importe quelle structure.

Cette thématique nous a également permis de comprendre plusieurs facettes du métier d'ingénieur au bureau d'études. En particulier la capacité à émettre un regard critique et à essayer de rapprocher le détail quand les méthodes nous posent des soucis. Même si le travail effectué lors de ce Projet de Fin d'Etude n'a pas, dans l'absolu, répondu sur toutes les questions posées, mais il nous a néanmoins permis d'assimiler les connaissances théoriques acquises à l'université et d'engager des échanges avec des ingénieurs de bureaux d'études ou des bureaux de contrôle car par la mise en commun des connaissances et des expériences qu'on arrivera à améliorer la qualité de réalisation des structures.

En fin, ce travail nous a permis de réaliser des programmes sur excel, permettant de simplifier les calcul et vérification des voiles et des poutres.

On souhaite que ce modeste travail soit à la hauteur de vos attentes et qu'il servira les promotions futures.

Référence bibliographique

Références bibliographiques

Références bibliographiques

Précis de calcul de béton armé (H Renaud & J Lamirault)

Béton Armé, Guide de Calcul. Bâtiment et Génie Civil (H.Renaud& J.Lamirault [Foucher])

Pratique du BAEL91 cours avec exercices corrigés (Jean Perchat & Jean Roux, édition Eyrolles.)

Formulaire de béton armé, fondations (V. Davidivici. Publication de moniteur 1995)

RPA99V2003 : règlement parasismique algérienne.

CBA93 : règles de conception aux états limites.

DTR B.C.2.2 : Document technique réglementaire (charges et surcharges).

Logiciels et programmes bureautique

- ETABS.....Analyse des structures
- AUTOCAD 2011.....Dessin
- EXCEL 2007.....Calcul.
- WORD 2007.....Traitementdutexte.
- SOCOTEC... (calcul de sections rectangulaires en béton armé a la flexion simple ou compose)
- RDM6.....Calcul des sollicitations

